

***Trag- und Verformungsverhalten von  
Verbundträgern mit Betondübeln zur  
Übertragung der Längsschubkräfte***

**Cedrik Zapfe**

Institut für Konstruktiven Ingenieurbau  
Fakultät für Bauingenieur und Vermessungswesen  
Universität der Bundeswehr München

# **Trag- und Verformungsverhalten von Verbundträgern mit Betondübeln zur Übertragung der Längsschubkräfte**

**Cedrik Zapfe**  
**Leifstraße 18**  
**81549 München**

Von der Fakultät für Bauingenieur und Vermessungswesen der Universität der Bundeswehr München genehmigte Dissertation zur Erlangung des akademischen Grades eines Doktor-Ingenieurs (Dr.-Ing).

Tag der mündlichen Prüfung 25.06.2001

Vorsitzender: Univ.-Prof. Dr.-Ing. M. Keuser

1. Berichterstatter: Univ.-Prof. Dr.-Ing. I. Mangerig

2. Berichterstatter: Univ.-Prof. Dr.-Ing. G. Albrecht (TU München)

## Inhalt

1.	Einleitung	1
1.1	Allgemeines	1
1.2	Zielsetzung der Arbeit	3
2.	Einflussfaktoren auf das Trag- und Verformungsverhalten von Verbundträgern	5
2.1	Übersicht	5
2.2	Grenzbetrachtung zu den spezifischen Eigenschaften der Verbundpartner	6
2.3	Einflüsse aus Art und Anordnung der Verbundmittel	7
2.4	Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit	8
3.	Werkstoffverhalten	9
3.1.1	Stahl	9
3.1.2	Profilstahl	9
3.1.3	Betonstahl	10
3.1.4	Ermüdungsfestigkeit von Stahl	11
3.2	Beton	12
3.2.1	Einaxiale Beanspruchung	13
3.2.2	Rechenwerte der Materialfestigkeiten	14
3.2.3	Mehraxiale Beanspruchung	15
3.2.4	Materialverhalten unter zyklischer Belastung	16
4.	Bemessungsmodelle zum Tragvermögen von Betondübeln	17
4.1	Grundlagen für experimentelle Untersuchungen	17
4.1.1	Versuchskörpergestaltung und Versuchsablauf	17
4.1.2	Versuchsauswertung	18
4.1.3	Überlegungen zum quasistatischen Bezugshorizont	19
4.2	Dübelabschermodell	22
4.2.1	<i>Perfobond</i> -Leiste	22
4.2.2	Versuche zur Kombi-Verdübelung an der Universität Kaiserslautern (1987-1989)	23
4.2.3	Münchener Versuche	24
4.2.4	Kanadische Versuche mit Dübelleisten	27
4.3	Mechanische Modelle zur Beschreibung der Versagensform	28
4.3.1	Dübelabschermodell	28
4.3.2	Betondübelmodell	28
4.3.3	Scherwiderstand des Stahlkörpers zwischen zwei Betondübeln	29
4.3.4	Zusammenstellung der Bemessungsformate für Betondübel	30
5.	Experimentelle Untersuchungen zum Trag- und Verformungsvermögen von Betondübeln unter vorwiegend ruhender Belastung	31
5.1	Einflussfaktoren	31
5.2	Versuchsprogramm	33
5.2.1	Umfang und Intention des Versuchsprogramms	33
5.2.2	Geometrische Rahmenbedingungen der Betondübel und Gurtplatten	34
5.2.3	Technischer Versuchsablauf	37
5.2.4	Versuchsauswertung	38
5.3	Ableitung eines neuartigen Berechnungs- und Nachweisverfahrens	48
5.3.1	Zusammenstellung der repräsentativen Grundgesamtheit	48
5.3.2	Korrelationsbetrachtung zum Dübelabschermodell	50
5.3.3	Korrelationsbetrachtung zum Betondübelmodell	51

5.3.4	Formulierung eines mechanischen Modells für das Ausbruchkriterium	53
5.3.5	Erweiterte Betrachtung zum Abscherkriterium	54
5.4	Statistische Auswertung zur Ableitung eines Berechnungsmodells	55
5.4.1	Auswertungsmodalitäten auf Grundlage gültiger Regelwerke	55
5.4.2	Betrachtungen zur Versuchsreihe SD 11 mit Gurtplatten aus Leichtbeton	60
5.4.3	Auswertung zum Verformungsvermögen	61
5.4.4	Verformungsverhalten unter Gebrauchslasten	62
5.5	Vergleichsbetrachtung zur Kopfbolzendübeltechnologie	65
5.6	Zusammenfassung des Berechnungsverfahrens	66
6.	Experimentelle Untersuchungen zum Ermüdungsverhalten von Betondübeln	69
6.1	Grundlagen	69
6.1.1	Theoretische Berechnungs- und Nachweiskonzepte	69
6.1.2	Nachweis der spezifischen Betriebsfestigkeit	70
6.2	Stand der Forschung	72
6.3	Einflussfaktoren	74
6.4	Experimentelle Untersuchungen	76
6.5	Versuchsdurchführung	77
6.6	Versuchsergebnisse	80
6.6.1	Erstbelastung bis zum Oberlastniveau	80
6.6.2	Ermüdungsversuche	81
6.6.2.1	Vorüberlegungen	81
6.6.2.2	Versuchsserie ED1-P	82
6.6.2.3	Versuchsserie ED1-K	84
6.6.2.4	Versuchsserie ED2-K	88
6.6.2.5	Versuchsserie ED2-KA	89
6.6.2.6	Dehnungsmessungen	91
6.6.3	Statisches Resttragvermögen	92
6.6.4	Zusammenstellung der Versuchergebnisse	95
6.7	Ableitung eines Nachweiskonzeptes	96
6.7.1	Auswertung der Verformungen	96
6.7.2	Berechnungskonzept für das einstufige Lastkollektiv	97
6.7.3	Analytische Betrachtung zur Formulierung des Schlupffortschritts	98
6.7.4	Analyse der Verformungsamplituden	100
6.7.5	Verformungssteifigkeit	101
6.8	Vergleichsbetrachtung zur Nachweisführung für Kopfbolzendübel	103
6.9	Zusammenfassende Bewertung der Ermüdungsversuche	104
7.	Verbundträger mit Betondübeln zur Übertragung der Längsschubkräfte	105
7.1	Verbundträgertypen	105
7.2	Experimentelle Untersuchungen zu Detailfragen	106
7.2.1	Einfluss der Reibung auf die Verbundcharakteristik	106
7.2.2	Lokales Tragverhalten des Betongurtes beim filigranen Verbundträger	107
7.3	Trägerversuche	112
7.3.1	Versuchskörpergestaltung und Versuchsaufbau	112
7.3.2	Messprogramm	115
7.3.3	Versuchsauswertung	117



8.	Berechnungsmodell zur numerischen Simulation	121
8.1	Modellbildung	122
8.2	Zuverlässigkeitsanalyse	123
8.2.1	Grundlagen	123
8.2.2	Numerische Betrachtung zum Diskretisierungsgrad	124
8.2.3	Vergleichsberechnung von Trägerversuchen	125
8.3	Vergleichsberechnung zum lokalen Tragverhalten von Betondübeln	128
8.3.1	Berechnungsmodell	128
8.3.2	Materialmodell für den hochbeanspruchten Beton	129
8.3.3	Interpretation der Berechnungsergebnisse	130
9.	Bemessung von filigranen Verbundträgern	131
9.1	Voraussetzungen und Grenzen	131
9.2	Numerische Untersuchungen zum Tragverhalten von Verbundträgern	132
9.2.1	Betrachtung einzelner Entwurfparameter	132
9.2.2	Feststellungen aus der Einzelbetrachtung	137
9.2.3	Regelungen zur Verteilung der Verbundmittel	138
9.2.4	Numerische Untersuchungen zum erforderlichen Verformungsvermögen	140
9.3	Numerische Untersuchungen am Durchlaufträger	143
9.3.1	Modellbildung	143
9.3.2	Berechnungsergebnisse	146
9.4	Betrachtungen zur Rotationskapazität	148
9.5	Überlegungen zum Verbundträger unter zyklischer Belastung	149
10.	Zusammenfassung und Ausblick	151
10.1	Zusammenfassung	151
10.2	Ergänzender Forschungsbedarf	151
11.	Quellenverzeichnis	153
Anhang A:	Fertigungspläne der Stahlprofile und Versuchskörper	163
Anhang B:	Dokumentation der statistischen Analysen	181
Anhang C:	Messwertaufzeichnungen der Ermüdungsversuche	187
Anhang D:	Messwertaufzeichnungen der Trägerversuche	195

## Abkürzungen und Formelzeichen

### Formelzeichen und Indizes

a	Baustahl; Schweißnahtdicke
c	Beton
d	Bemessungswert; Durchmesser; statische Nutzhöhe
e	Schwerpunktstand benachbarter Betondübel; experimentell
el	elastisch
f	Frequenz
fl;f	Flansch
h	Höhe
m	Mittelwert; Biegemoment pro laufenden Meter
n	Anzahl der Lastspiele
pl	plastisch
t	zugbeansprucht; Blechdicke; theoretisch
x,y,z	Koordinatenachsen
w	Steg; Vertikalverformung
D	Schädigungsgrad ( $D_i$ Teilschädigung)
DMS	Dehnmessstreifen
E	Einwirkung
F	Kraft
M	Mantelfläche eines Kegels; Biegemoment
N	ertragbare Lastspiele/Bruchlastspielzahl
P	Dübelbeanspruchung/Krafteinwirkung
R	Widerstand; Radius
S	Einwirkung aus Schnittgröße
V	Verbund; Querkraft; Volumen; Variationskoeffizient
$\gamma$	Sicherheitsbeiwert

### Materialkenngrößen

$f_c$	Zylinderdruckfestigkeit des Betons	
$f_{ct}$	Zugfestigkeit des Betons	
$f_y$	Streckgrenze des Baustahls	
$f_u$	Bruchspannung	
$\tau_R$	Schubfestigkeit / Scherwiderstand des Betons	
$E_{cm}$	mittlerer Elastizitätsmodul des Werkstoffs Beton	
$E_{c0}$	Anfangsmodul des Werkstoffs Beton	
$G_F$	Bruchenergie	
$\beta_{WN}$	Nennwert der Würfeldruckfestigkeit des Betons	(DIN 1045/DIN 1048)
$\beta_{WS}$	Serienfestigkeit der Würfeldruckfestigkeit des Betons	(DIN 1045/DIN 1048)
$\beta_R$	Rechenwert der Würfeldruckfestigkeit des Betons	(DIN 1045/DIN 1048)
$\beta_c \beta_p \beta_d$	Betondruckfestigkeit	(DIN 1045/DIN 1048)
$R_{eH}$	obere Streckgrenze des Baustahls	
$R_{eL}$	untere Streckgrenze des Baustahls	
$R_m$	Zugfestigkeit des Baustahls	
$R_{p0,01}$	0,01 %-Dehngrenze (Technische Elastizitätsgrenze)	
$R_{p0,2}$	0,2 % Dehngrenze	
$A_g$	Gleichmaßdehnung des Baustahls	
$A$	Bruchdehnung des Baustahls	
$E_a$	Elastizitätsmodul des Baustahls	
$E_s$	Elastizitätsmodul des Betonstahls	
$E_V$	Verfestigungsmodul des Baustahls	
$\alpha$	Quotient aus Dauerfestigkeit und Kurzzeitfestigkeit	
$\alpha_E$	Quotient der Elastizitätsmoduli von Bewehrungsstahl und Beton	

## Geometrische Kenngrößen

$A_{bi}$	idealisierte Querschnittsfläche eines Betondübel
$A_b$	Querschnittsfläche des Untergurtes des Stahlträgers
$A_t$	Querschnittsfläche des Obergurtes des Stahlträgers
$A_c$	Fläche des Betonquerschnitts
$A_d$	tatsächliche Querschnittsfläche einer Ausnehmung
$A_i$	ideelle Querschnittsfläche eines Betondübel
$A_{sq1}$	Querbewehrung im Ausnehmungsquerschnitt (Dübelbewehrung)
$A_{sq2}$	ausgelagerte Dübelbewehrung
$b_{eff}$	mitwirkende Breite
$b_i$	ideelle Breite der Ausnehmung
$b_o$	Öffnungsbreite eines Betondübel
$b_u$	Breite des Unterflansches
$b_a$	minimale Breite eines verbleibenden Stahlzahns
$b_c$	Gurtbreite
$b_h$	relative Hinterschneidung
$c_o$	Betondeckung über der Dübeloberkante
$c_u$	Betondeckung unter dem Dübelfuß
$f$	Modellfaktoren für eine statistische Analyse ( $f_1; f_2; f_3$ )
$f_g$	geometrischer Anpassungsfaktor
$f_h$	Formfaktor für das Abscherkriterium
$h_a$	Höhe des Stahlprofils
$h_c$	Höhe des Betongurtes
$h_d$	Ausnehmungshöhe eines Betondübel
$h_{tc}$	Höhe des Ersatzkegels
$h_{sp}$	Schwerpunktastand des Betondübel vom Dübelfuß
$h_w$	Steghöhe
$h_{w,c}$	idealisierte Steghöhe
$l_{eff}$	effektive Stützweite
$t_w$	Stegblechdicke
$\rho$	Bewehrungsgrad
$\rho_i$	ideeller Bewehrungsgrad

## Trag- und Verformungsvermögen von Betondübeln

$P$	Dübelkraft
$P_{max}$	Maximalwert der Dübeltragfähigkeit
$P_{stat}$	quasistatischer Wert der Dübeltragfähigkeit
$P_o$	oberer Wert der Beanspruchung (Oberlast)
$P_u$	unterer Wert der Beanspruchung (Unterlast)
$P_e$	Experimentell ermitteltes Tragvermögen eines Betondübel
$P_t$	Theoretisches Tragvermögen eines Betondübel ( $P_{t1}; P_{t2}; P_{t3}$ )
$P_{Rk}$	Charakteristisches Tragvermögen eines Betondübel
$P_{Rd}$	Bemessungswert des Dübeltragvermögens
$k$	Steigungsfaktor
$\delta$	Relativverschiebung
$\delta_{60}$	Relativverschiebung bei 60 % der maximalen Beanspruchbarkeit
$\delta_{80}$	Relativverschiebung bei Wiedererreichen von $0,8 \cdot P_{max}$ im Nachbruchbereich
$\delta_{uk}$	charakteristisches Verformungsvermögen
$\delta_{uk,cal}$	Rechenwert des charakteristischen Verformungsvermögens
$\delta_{req}$	erforderliches Verformungsvermögen
$\delta_{prov}$	vorhandenes Verformungsvermögen
$\Delta\delta$	Schlupfamplitude
$\Delta$	Abhebemaß zwischen Stahlprofil und Betongurt
$\Delta_{60}$	Abhebemaß bei 60 % der maximalen Beanspruchbarkeit

$\Delta\Delta$	Abhebungsamplitude
$\tau_{cu}$	ideelle Scherbruchspannung
$\eta_e$	Multiplikator der einachsigen Betondruckfestigkeit
$\eta_c$	Faktor zur Gewichtung des Einflusses der Betongüte

### Trag- und Verformungsgrößen für Verbundträger

$\eta$	Verdübelungsgrad/Wirkungsgrad
$\eta_a$	Tragvermögen des Stahlquerschnitts im Verhältnis zum Verbundquerschnitt
$\mu$	Reibbeiwert
$f_{fric}$	Reibungskraft aus Querbiegung
$k_\eta$	linearer Steigungsfaktor zu Berücksichtigung der Völligkeit des Teilverbunddiagramms
$l$	Länge
$l_0$	Länge eines Abschnitts mit vorzeichengleichem Biegemoment
$q$	Flächen- bzw. Streckenlast
$q_{pl}$	Traglast
$q_u$	experimentelle Bruchlast
$s_{dü}$	Dübelabstand (Achsabstand)
$t$	Schubkraft pro lfd. Meter
$x_{dü}$	Abstand des Randdübels vom rechnerischen Auflager
$x_{crit}$	Lage des kritischen Schnittes
$x_{dü,lim}^I$	maximal zulässiger Abstand des Randdübels vom rechnerischen Auflager
$z^II$	Hebelarm der inneren Kräfte im Zustand II
$z_s$	Schwerpunktcoordinate des Stahlprofils von der unteren Randfaser
$z_{pl}$	Lage der plastischen Nulllinie von der oberen Querschnittsfaser
$M_{pl}$	vollplastisches Grenzmoment des Verbundquerschnitts
$M_{pla}$	vollplastisches Grenzmoment des Stahlquerschnitts
$M_{pl,\eta}$	Tragvermögen eines teilverdübelt Verbundträgers
$M_{R,i}$	Momententragfähigkeit im betrachteten Abschnitt / Momentendeckungslinie
$N, n$	vorhandene Anzahl der Verbundmittel im betrachteten Trägerbereich; Normalkraft
$N_f$	erforderliche Anzahl der Verbundmittel für vollständigen Verbund
$N_c$	Normalkraft im Betongurt
$N_{cf}$	Normalkraft im Betongurt für vollständigen Verbund
$P_{cr}$	Risslast
$P_{cr,sp}$	kritische Risslast beim Auftreten des ersten Spaltrisses
$P_u$	Bruchlast
$P_{lim}$	Obergrenze der zulässigen Dübelkraft
$P_i$	Beanspruchung eines beliebigen Betondübels

### Dynamische Bezeichnungen und Kenngrößen

$k_1, k_2$	Spannungsexponenten
$A_{dyn}$	dynamischer Abhebemodul
$C_{dyn}$	dynamischer Verformungsmodul
$C$	Verformungssteifigkeit/Anfangssteifigkeit
$D_{lim}$	rechnerische Lebensdauer
$LW$	Lastwechsel
$\Delta P$	Beanspruchungsdoppelamplitude / Beanspruchungsdifferenz
$P_a$	Beanspruchungsamplitude
$S_{c,max}$	bezogene Oberspannung
$S_{c,min}$	bezogene Unterspannung
$\Delta S_c$	bezogene Spannungsamplitude
$\delta_{dyn}$	dynamische Relativverschiebung
$\lambda_i$	bezogenes Beanspruchungsniveau

$\lambda_o$	bezogene Oberlast im Verhältnis zur quasistatischen Beanspruchbarkeit ( $P_o/P_{stat}$ )
$\lambda_u$	bezogene Unterlast im Verhältnis zur quasistatischen Beanspruchbarkeit ( $P_u/P_{stat}$ )
$\kappa$	dynamischer Steigungsfaktor
$\Delta\sigma$	Spannungsdoppelamplitude; bezogene Spannungsdifferenz
$\sigma_a$	Spannungsamplitude
$\sigma_u$	Unterspannung
$\sigma_o$	Oberspannung
$\Delta\sigma_{Rsk}$	ertragbare Doppelspannungsamplitude
$\Delta\tau_{D,E}$	schadensäquivalente Spannungsamplitude für die Bezugslastspielzahl $n = 2,0 \cdot 10^6$
$\Delta\tau_{D,C}$	Ermüdungsfestigkeit von Kopfbolzendübeln bei Verwendung von Normalbeton

## Spannungs- und Verzerrungsgrößen

$\sigma$	Spannung
$\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$	Hauptspannungen
$\sigma_x$	Längsspannung
$\sigma_{xP,Rd}$	Grenzbeulspannung
$\varepsilon$	Dehnung
$\varepsilon_c$	Betonstauchung
$\varepsilon_a$	Dehnung des Baustahls
$\varepsilon_{ao}$	Stahldehnung in der oberen Randfaser
$\varepsilon_{uo}$	Stahldehnung in der unteren Randfaser
$\varepsilon_s$	Dehnung des Bewehrungsstahls
$\varepsilon_q$	Querdehnung
$\varepsilon_s$	Längsdehnung
$\nu$	Querdehnzahl

## Statistische Kenngrößen

$\delta_i$	Fehlerterm als Quotient aus experimentellem und theoretischem Auswertungsmerkmal
$\bar{\delta}$	Mittelwert der Fehlerterme
$f_{ti}$	Normierungsfaktoren
$f_{ki}$	charakteristische Modellfaktoren
$f_{mi}$	mittleren Modellfaktoren
$s_{\delta^*}$	Standardabweichung
$r_k$	charakteristischer Wert
$r_d$	Bemessungswert
$r_{tk}$	theoretischer charakteristischer Wert mit charakteristischen Materialfestigkeiten
$u_k$	5%-Fraktile für den charakteristischen Wert
$u_d$	0,1%-Fraktile für den Bemessungswert
$V_{\delta}$	Variationskoeffizient der Fehlerterme
$V_{xi}$	Variationskoeffizienten der Einflussgrößen
$V_r$	Variationskoeffizienten und Wichtungsfaktoren
$V_{rt}$	
$Q$	
$Q_{rt}$	
$Q_{\delta}$	
$\alpha_{\delta}$	
$\alpha_{rt}$	
$\eta_k$	Fraktilefaktor für charakteristische Größen
$\gamma_R$	modellspezifischer Sicherheitsbeiwert
$k_c$	Anpassungsfaktor auf garantierte Materialfestigkeiten

## **Zusammenfassung**

Bei der Verbundbauweise werden die Längsschubkräfte zwischen Tragkomponenten aus Stahlprofil und Betongurt in der praktischen Anwendung üblicherweise durch Kopfbolzendübel übertragen. Verschiedene Forschungsbemühungen zu alternativen Verdübelungssystemen haben gezeigt, dass Betondübel eine wirtschaftlich und mechanisch geeignete Variante zur Schubsicherung bieten. Betondübel entstehen bei der Herstellung der Betontragkomponente, indem in das Stahlprofil eingebrachte Aussparungen von unterschiedlicher geometrischer Gestalt mit Bewehrung versehen und einbetoniert werden.

Im Rahmen der vorliegenden Arbeit werden nach Auswertung bisher publizierter Forschungsergebnisse weitere Versuche dargestellt und erläutert, bei denen noch ungeklärte Einflussparameter auf das Trag- und Verformungsverhalten von Betondübeln systematisch analysiert werden. Auf Grundlage der gesamten experimentellen Grundgesamtheit wird ein mechanisches Berechnungsverfahren hergeleitet. Nach einer statistischen Analyse zur Bruchsisicherheit wird ein neuartiges Bemessungsverfahren angegeben, das über eine Gültigkeit für das vollständige, experimentell abgesicherte Spektrum verfügt.

Als Voraussetzung für einen Einsatz von Betondübeln in Bauwerken unter teilweise veränderlichen Einwirkungen sind Kenntnisse über das Ermüdungsverhalten erforderlich. Aufbauend auf einem experimentellen Untersuchungsprogramm wird ein Berechnungsmodell für den Grenzzustand der Ermüdung entwickelt.

Nach der umfassenden Klärung des lokalen Tragverhaltens eines einzelnen Verbundmittels wird das globale Tragverhalten von Verbundträgern mit Betondübeln zur Übertragung der Längsschubkräfte anhand von Trägerversuchen und numerischen Simulationsrechnungen analysiert. Im Mittelpunkt der Betrachtung steht eine Ausführung als filigraner Verbundträger bei Verwendung eines obergurtlosen Stahlprofils. Unter Berücksichtigung lokaler Effekte kann ein Berechnungsformat zur Verteilung der Verbundmittel über die Trägerlänge und zur erforderlichen Duktilität der vorgesehenen Betondübelvariante angegeben werden.

## **Summary**

In composite construction longitudinal shear forces either of sectioned steel or concrete slab support components are usually transferred by headed studs. Varied research efforts towards the development of alternative shear connectors have shown concrete dowels to offer an economically and mechanically suited alternative to shear check. Concrete dowels result during the production of concrete support components. Resulting slots of differing geometrical shape in sectioned steel are reinforced and filled with concrete.

In the framework of the following dissertation, subsequent to analysis of hitherto published results of research, further experiments are portrayed and illustrated in which still open influence parameters on support and deformation behavior of concrete dowels are systematically analyzed. The basis of the entire experimental complex is used to derive a mechanical calculation procedure. After statistical analysis of failure safety an innovative calculation process is cited which possesses validity for the entirety of the experimentally established spectrum.

As a precondition to the utilization of concrete dowels in building structures under partially cyclic loading knowledge of fatigue behavior is required. A calculation model is developed for the fatigue boundary condition on the basis of an experimental research program.

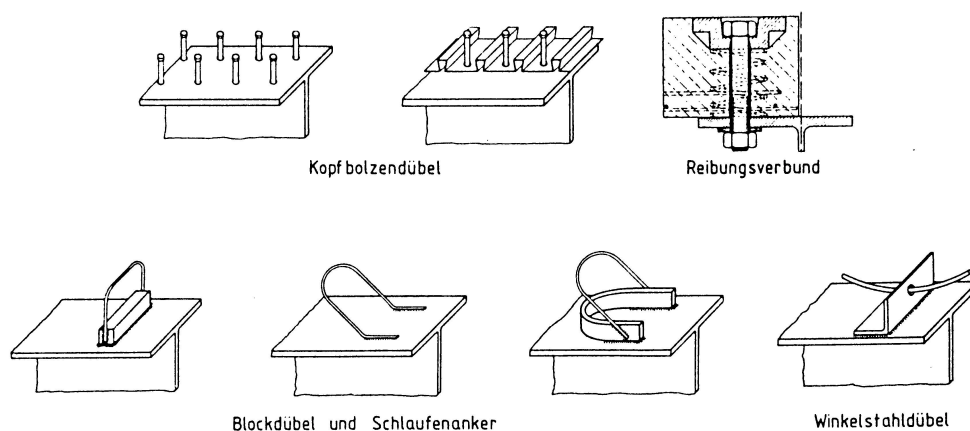
After comprehensively expounding on the local support behavior, the global support behavior of composite beams with concrete dowels in the transmission of longitudinal shear forces is analyzed by means of tests of girders and numeric simulation calculation. At the center of considerations is a version of a filigree composite beam utilizing an upper flange-less steel section. With consideration of local effects a calculation format may be furnished for the distribution of shear connectors along the entire length of the girder and in regard to the required ductility of concrete dowel variants intended for use.

## 1. Einleitung

### 1.1 Allgemeines

Bei Konstruktionen in der Verbundbauweise werden im Bereich positiver Biegemomente die Verbundpartner aus Stahlträger und Betongurt in idealer Weise werkstoffgerecht eingesetzt. Im negativen Momentenbereich werden das Tragvermögen und die Verformungseigenschaften durch eine Dimensionierung der Bewehrung nach den Regeln des Massivbaus bewerkstelligt. Die Tragfähigkeit eines Verbundsystems wird dabei nachhaltig durch die Ausführung und die Anordnung der Verbundmittel zur Übertragung der Längsschubkräfte beeinflusst. In der baupraktischen Anwendung haben sich gegenwärtig Kopfbolzendübel zur Sicherstellung des Verbunds etabliert. Eine abgesicherte Aussagefähigkeit über das Trag- und Verformungsverhalten, gestützt auf eine Vielzahl von Forschungsergebnissen, und die Entwicklung von wirkungsvollen Befestigungstechniken mit hohem Vorfertigungsgrad machen die Verwendung von Kopfbolzendübeln zu einer wirtschaftlichen Ausführungsvariante. Der gleichzeitige Einsatz von Profilblechen als Tragelement und Schalung in Verbindung mit der Durchschweißtechnik erlauben einen zügigen Baufortschritt.

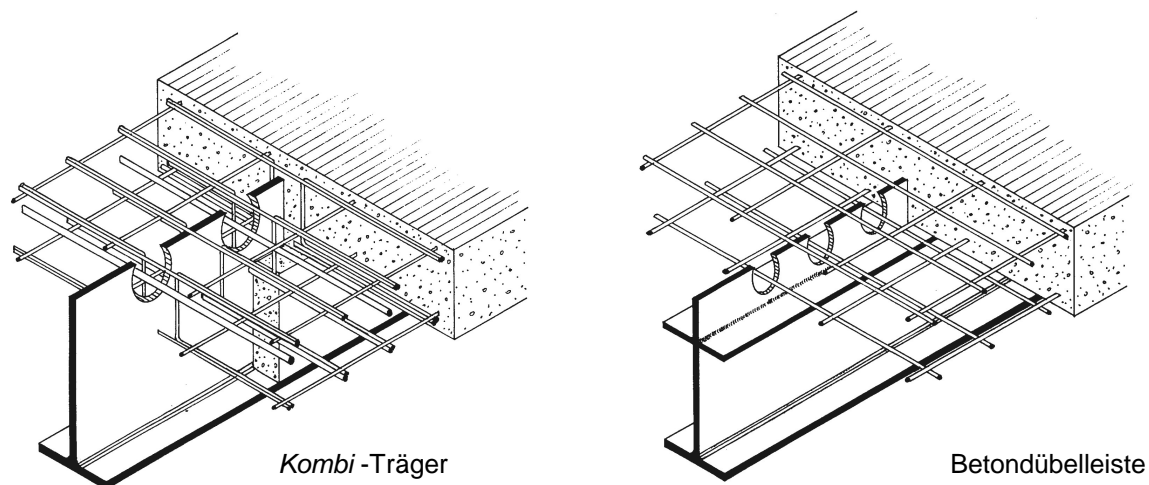
In den für die Bemessung und Nachweisführung gültigen Regelwerken, Verbundträgerrichtlinie /1.5/, Eurocode 4 /1.3/ und dem Entwurf zur nationalen Norm DIN 18800 Teil 5 /1.9/ sind neben umfassenden Angaben zur Kopfbolzentechnologie auch die Bemessungsvoraussetzungen und -verfahren für Blockdübel und Schlaufendübel in den unterschiedlichsten Ausführungsvarianten, sowie für den Reibungsverbund geregelt (Bild 1.1). Von der Normung abweichende geometrische Parameter und alternative Verbundmittelarten sind entweder auf Grundlage von bauaufsichtlichen Zulassungen legitimiert oder bedürfen einer Zustimmung im Einzelfall.



**Bild 1.1** Übersicht über die in Regelwerken behandelten Verbundmittel

Eine alternative Methode zur Übertragung der Längsschubkräfte liegt in der Verwendung von Betondübeln. Darunter sind Ausnehmungen unterschiedlicher geometrischer Gestalt in einem

Stahlblech zu verstehen, die mit Bewehrung versehen in den Betongurt eines Verbundträgers hineinreichen. Die Verbundwirkung wird vordergründig durch die Beanspruchung des Betons in einem dreiaxialen Druckspannungszustand gewährleistet, bzw. bei einem geringen gegenseitigen Abstand der Ausnehmungen gegebenenfalls durch den Scherwiderstand des Stahls. Die Forschungsaktivitäten zu dieser Verbundmittelvariante begannen Mitte der neunziger Jahre und führten zu bauaufsichtlichen Zulassungen für die *Perfobond*-Leiste /1.15/ und die *Kombi*-Verdübelung /1.17/. Aufgrund der eingeschränkten experimentellen Absicherung ist der Einsatz der *Perfbond*-Leiste, die aus einem auf dem Oberflansch eines Stahlprofils aufgeschweißten, perforierten Blech besteht, auf zwei festgelegte geometrische Varianten mit Lochdurchmessern von 35 und 40 mm beschränkt. *Kombi*-Dübel, die als tropfenförmige, einseitig offene Ausnehmungen umschrieben werden können, dürfen bis zu einem maximalen Durchmesser von 100 mm sowohl als aufgeschweißte Dübelleiste, als auch direkt in das Stegblech eines obergurtlosen Stahlprofils im sogenannten *Kombi*-Träger nach Bild 1.2 eingebracht werden.



**Bild 1.2** Ausführungsbeispiele für Verbundträger mit Betondübeln

Die Herstellung der Aussparungen kann alternativ durch Brennschneiden oder durch Stanzen erfolgen. Insbesondere das Stanzen gewährleistet eine äußerst wirtschaftliche Fertigung von Betondübeln, die somit bei entsprechender Akzeptanz in der Bauwirtschaft durchaus konkurrenzfähig zur Kopfbolzenteknologie werden könnten.

Erste Dauerschwingversuche lassen auf ein gutmütiges Ermüdungsverhalten schließen. Ein wesentlicher Vorteil dieses Verdübelungssystems ist darin zu sehen, dass bei einer Ausführung mit einem obergurtlosen Stahlprofil keine Schweißnähte vorliegen, und bei einer aufgeschweißten Dübelleiste die Schweißnähte einer geringen Beanspruchung unterliegen. In Verbindung mit einer geeigneten Formgebung der Aussparung ist bedingt durch einen geringeren Kerbeinfluss ein günstiges Ermüdungsverhalten für Betondübel zu erwarten.



## 1.2 Zielsetzung

Das übergeordnete Ziel der vorliegenden Arbeit besteht in einer umfassenden Klärung der mechanischen und konstruktiven Aspekte der Betondübel als Grundlage für einen experimentell abgesicherten Einsatz von Betondübeln zur Herstellung des Verbundes zwischen Stahl- und Betonkomponenten.

In einem ersten Schritt wird das lokale Trag- und Verformungsverhalten des einzelnen Betondübels betrachtet. In diesem Rahmen sollen die bisherigen Forschungsergebnisse, die überwiegend nach der Notation der alten Normengeneration mit einem globalen Sicherheitsbeiwert ausgelegt sind, zusammenfassend untersucht, und ergänzt durch eigene Versuche zur gezielten Klärung bisher nicht eindeutig quantifizierbarer Einflussparameter, neu bewertet werden. Dabei wird durch die experimentelle Konzeption insbesondere eine genaue Formulierung der Mitwirkung der Querbewehrung in der Dübelzone, und eine Berücksichtigung des Einflusses der Lage der Ausklinkung im Betongurt betrachtet. Gestützt auf die umfangreiche Grundgesamtheit aller Versuche zur Betondübeltechnologie wird ein einheitliches, statistisch abgesichertes Bemessungsverfahren auf dem Sicherheitskonzept der neuen Normengeneration entwickelt. Durch experimentelle Untersuchungen mit Betongurten aus Leichtbeton und Hochleistungsbeton wird das Anwendungsspektrum erweitert.

Um für Betondübel den Einsatzbereich des Brückenbaus und anderer Bauwerke unter zeitlich veränderlicher Belastung zu erschließen, liegt ein weiterer Schwerpunkt auf der versuchsgestützten Erforschung des Ermüdungsverhaltens. Zur Beurteilung der Ermüdungsfestigkeit werden Abscherversuche unter zyklischer Einwirkung als ein- und mehrstufiges Lastkollektiv durchgeführt, deren Oberlastniveau signifikant oberhalb der Gebrauchslasten liegt. Dabei stehen die Verformungen unter zyklischer Einwirkung und der Bruchzustand nach einem Ermüdungsversagen im Mittelpunkt der Betrachtungen. Neben dem Aspekt der ertragbaren Lastspiele wird das lastspielzahlabhängige Verformungsverhalten ausgewertet und in ein abgesichertes Berechnungsverfahren umgesetzt. Gestützt auf die Erkenntnisse aus den Versuchen wird ein Vergleich zwischen den Eigenschaften von Betondübeln und Kopfbolzendübeln unter wechselnder Einwirkung vorgenommen.

Unter Berücksichtigung der Forschungsergebnisse über die lokalen Eigenschaften der Betondübel wird in einem weiteren Schritt das globale Trag- und Verformungsverhalten von Verbundträgern unter Verwendung von Betondübeln als Verbundmittel analysiert. Dabei steht der filigrane Verbundträger mit einem obergurtlosen Stahlprofil im Vordergrund, da die konstruktive Ausbildung mit einer aufgeschweißten Dübelleiste in gleicher Weise wie ein klassischer Verbundträger mit Kopfbolzendübeln zu bewerten ist.

Die Betrachtungen am Verbundträger basieren einerseits auf der Grundlage von Trägerversuchen und andererseits auf physikalisch und geometrisch nichtlinearen Berechnungen nach der Methode der finiten Elemente. In diesem Rahmen wird ein numerisches Berechnungsmodell entwickelt und durch Nachrechnungen von Trägerversuche geeicht. Darüber hinaus wird die Zuverlässigkeit des Simulationsverfahrens durch Diskretisierungsstudien belegt. Das Ziel der intensiven Betrachtungen zur Herleitung einer Berechnungsmethode ist unter dem Gesichtspunkt zu sehen, dass im Rahmen des experimentell abgesicherten Spektrums zeit- und kostenaufwendige Trägerversuche durch Simulationsrechnungen ersetzt werden können.

Auf dieser Grundlage werden umfangreiche Parameterstudien über das Tragverhalten von Verbundträgern mit unterschiedlichen geometrischen Proportionen möglich. In diesem Zusammenhang soll insbesondere eine Aussage über die Obergrenze der realisierbaren Stützweiten und über die Anwendung der Teilverbundtheorie gewonnen werden. Als wesentliches Kriterium für Einsatzspektrum ist das lastabhängige Verformungsverhalten der Verbundfuge, charakterisierbar durch das Verformungsvermögen des einzelnen Verbundmittels, zu nennen. Abweichend von der normierten Vorgehensweise soll ein Bemessungs- und Nachweiskonzept entwickelt werden, das unter Berücksichtigung der geometrisch und materialeitigen Parameter die Ermittlung eines erforderlichen Verformungsvermögens vorsieht.

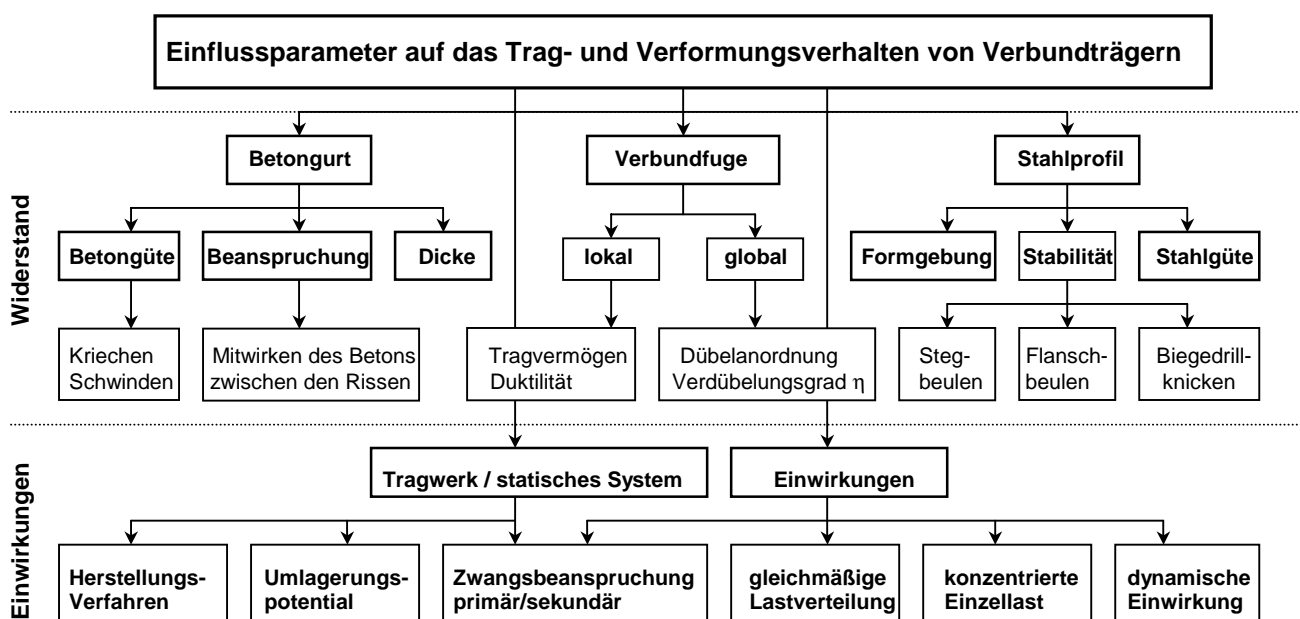
Zusammengefasst kann die Zielvorstellung dieser Untersuchungen ist in einer qualifizierten Aussage zur Anordnung der Verbundmittel über den Träger unter Berücksichtigung der spezifischen Eigenschaften, aber auch unter den Aspekten einer Verdübelung nach der Teilverbundtheorie und der zur Verfügung stehenden Rotationskapazität gesehen werden. Als Resultat soll eine Umsetzung der komplexen Zusammenhänge in einfache und damit handhabungsfreundliche Berechnungsgrundlagen vorgenommen werden, um Akzeptanz bei einem praktischen Anwender zu erreichen.

## 2. Einflussfaktoren auf das Trag- und Verformungsverhalten von Verbundträgern

### 2.1 Übersicht

Die Bewertung des Trag- und Verformungsvermögens von Verbundträgern erfordert eine vielschichtige Betrachtungsweise, die von unterschiedlichen Faktoren seitens der Entwurfparameter und der Einwirkungen abhängig ist. Eine Klassifizierung der Einflussparameter nach den Tragkomponenten auf der Widerstandsseite und den Systemeigenschaften und den Einwirkungen ist in Bild 2.1 wiedergegeben. Der Stand der Forschung, repräsentiert durch eine große Anzahl von wissenschaftlichen Publikationen, die sich jeweils mit Teilaspekten der übergeordneten Fragestellung befassen, hat mit der Erarbeitung der neuen Normengeneration /1.3;/1.9/ Eingang in die technischen Regelwerke gefunden. Wesentliche Forschungsimpulse im Bereich des Verbundbaus sind in den zurückliegenden Jahren von der Ruhruniversität Bochum und der Universität Kaiserslautern ausgegangen, die in der Fachliteratur /2.1/ und /2.2/ umfassend dargestellt und erläutert werden.

Die wirtschaftlichsten Tragwerksabmessungen ergeben sich unter Ausnutzung der plastischen Querschnitts- und Systemreserven aus einer Berechnung nach der Fließgelenkmethode. Demnach ist das Tragvermögen eines Systems nicht erschöpft, wenn an einem Ort das vollplastische Grenzmoment erreicht ist, sondern erst dann, wenn sich eine Verschieblichkeit in Form einer kinematischen Kette einstellt. Diese Vorgehensweise setzt voraus, dass sämtliche Fließgelenke über eine hinreichende Verdrehbarkeit verfügen. Ein rechnerischer Beleg der erforderlichen Verformbarkeit erfolgt über den Nachweis der Rotationskapazität.

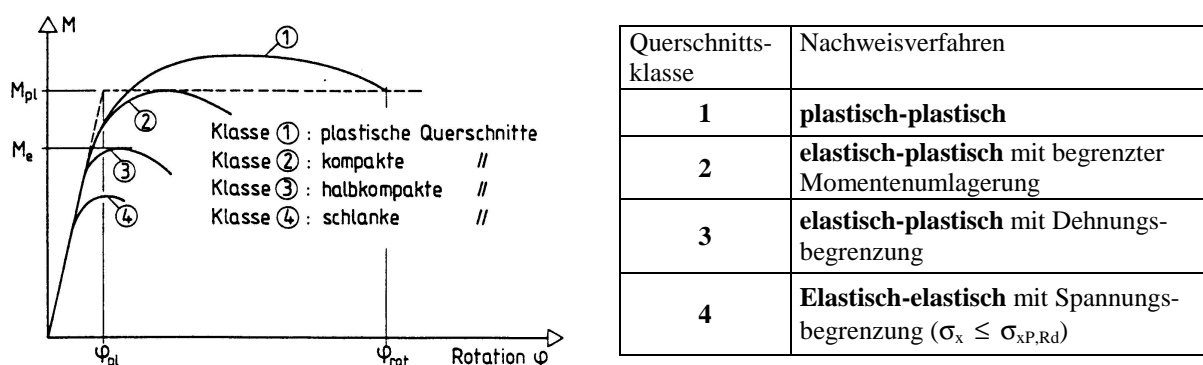


**Bild 2.1** Schematische Darstellung der Einflussfaktoren auf das Trag- und Verformungsvermögen von Verbundträgern

## 2.2 Grenzbetrachtungen zu den spezifischen Eigenschaften der Verbundpartner

Die Rotationskapazität eines Verbundträgerquerschnitts, definiert als der maximal erreichbare Endtangentialdrehwinkel, wird maßgeblich durch die geometrischen Abmessungen und die Materialfestigkeiten der Verbundpartner beeinflusst. Eine eingeschränkte plastische Verdrehbarkeit ist im Bereich positiver Biegemomente zu erwarten, wenn in der Randfaser des Betongurtes die rechnerische Bruchstauchung von  $\varepsilon_{cu} = -3,5 \text{ ‰}$  überschritten wird, und ein sprödes Versagen auftritt. In /2.4/ wird zur Beurteilung eines Querschnitts der Duktilitätsparameter als Quotient aus einer kritischen und der plastischen Nulllinienlage eingeführt. Unter Einzellasten darf hiernach die Druckzonenhöhe 11 % der Gesamträgerhöhe nicht überschreiten. Aufgrund der Tatsache, dass Einzellasten stets auch mit einer gewissen Größe von flächiger Belastung überlagert sind, wird im Eurocode 4 /1.3/ für ungünstige Proportionen benachbarter Stützweiten und eine teilweise konzentrierte Belastung eine Begrenzung der plastischen Nulllinienlage auf 15 % der Gesamthöhe des Verbundquerschnitts gefordert. Differenzierte Angaben aus Parameterstudien zum Einfluss der Lastkonstellation sind in /2.5/ enthalten.

Wesentlich ausgeprägter sind die Einschränkungen der Rotationskapazität infolge der geometrischen Proportionen des Stahlprofils, da bei druckbeanspruchten Querschnittselementen gegebenenfalls Stabilitätserscheinungen zu einem unangekündigten Versagen führen können. Grundsätzliche wissenschaftliche Arbeiten zu diesem Problemfeld liegen in /2.6/-/2.21/ vor. Darauf aufbauend wurde im Eurocode 3 /1.2/ eine Einteilung in 4 Querschnittsklassen eingeführt, die nach Eurocode 4 /1.3/ in unveränderter Form für den Verbundbau anzuwenden sind. Die Klassifizierung in plastische, kompakte, halbkompakte und schlanke Querschnitte wird für das Stegbeulen über die  $d/t$ -Verhältnisse (Steghöhe/Stegdicke) und für das Flanschbeulen über die  $c/t$ -Verhältnisse vorgenommen (Bild 2.2). Dabei ist die ungünstigere Klasse maßgeblich. Anhand dieser Querschnittsklassen ist eine Zuordnung der zulässigen Nachweisverfahren angegeben. Bei den Querschnittsklassen 3 und 4 muss der Einfluss des zeitabhängigen Betonverhaltens und der Belastungsgeschichte berücksichtigt werden.



**Bild 2.2** Rotationskapazität und Nachweisverfahren in Abhängigkeit von der Querschnittsklasse /2.1/

Als Sonderfall erlaubt der Eurocode 4 für einfeldrige Verbundträger ohne Quersteifen unter gleichmäßiger Lastverteilung eine Bemessung nach der Zugfeldtheorie /2.22/. Das Verfahren bedingt eine Verdichtung der Verbundmittel im Auflagerbereich, um eine Verankerung des Zugfeldes sicherzustellen.

In den negativen Momentenbereichen von durchlaufenden Verbundträgern ist eine ausreichende Sicherheit gegen seitliches Ausweichen (Biegedrillknicken) des gedrückten Stahlträgerflansches zu gewährleisten. Auf der Grundlage von /2.23/ sind im Eurocode 4 zwei vereinfachte Berechnungsverfahren in Abhängigkeit von der Querschnittsklasse aufgeführt.

### 2.3 Einflüsse aus Art und Anordnung der Verbundmittel

Das Tragverhalten eines Verbundträgers wird nachhaltig durch die Last-Verformungseigenschaften des einzelnen Verbundmittels und die Anzahl und Verteilung der Verbundmittel über die Trägerlänge beeinflusst. Es wird zwischen starrem Verbund mit einer Gültigkeit der Bernoulli-Hypothese für den Gesamtquerschnitt und nachgiebigem Verbund mit einem teilweisen Zusammenwirken der Komponenten unterschieden. Die Modellvorstellung des starren Verbunds stellt eine Grenzbetrachtung dar, da bei Betrachtung des Last-Verformungsverhaltens der Verbundmittel auch schon unter Gebrauchslasten ein geringfügiger Schlupf zu verzeichnen ist. Dem nachgiebigen Verbund kommt bei einer Bemessung nach der Teilverbundtheorie /2.24/-/2.28/ eine besondere Bedeutung zu. Dabei wird die Verbundfuge gezielt unterdimensioniert, so dass diese im Bruchzustand das Versagenskriterium liefert. Eine teilweise Verdübelung ist an die Bedingungen der Querschnittsklassen 1 und 2, sowie die Verwendung von duktilen Verbundmitteln mit einem charakteristischen Verformungsvermögen von  $\delta_{uk} \geq 6$  mm geknüpft. Der minimal zulässige Verdübelungsgrad ist auf 40 % der vollständigen Verdübelung beschränkt und nimmt gemäß Bild 2.3 in Abhängigkeit vom Verbundsystem und der Stützweite linear zu (a gilt für einfachsymmetrische Querschnitte mit  $A_t \geq A_b$  /3).

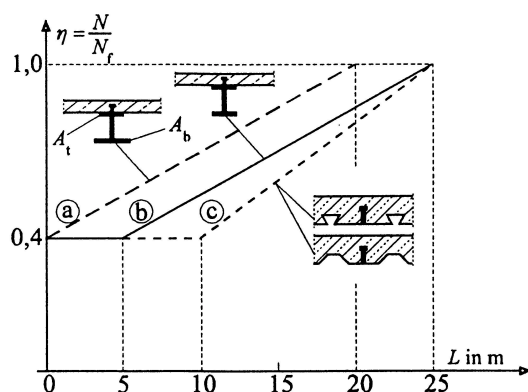


Bild 2.3 Grenzen der Mindestverdübelung /2.26/

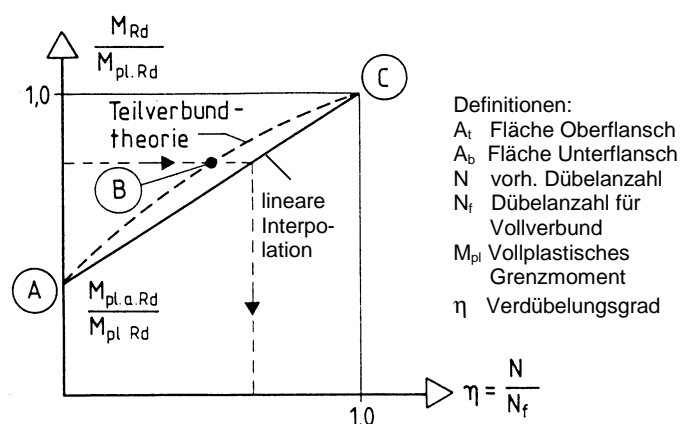


Bild 2.4 Teilverbunddiagramm /2.1/

Die Bestimmung des Tragvermögens kann auf der sicheren Seite liegend aus einer linearen Interpolation zwischen der vollplastischen Tragfähigkeit des Stahlquerschnitts und des Verbundquerschnitts erfolgen, eine wirtschaftlichere Ausnutzung ergibt sich aus dem system-spezifischen Teilverbunddiagramm (Bild 2.4).

Der Verlauf der Schubkräfte über die Trägerlänge ist unter Annahme eines starren Verbunds affin zur Querkraftlinie, solange eine elastische Spannungsverteilung im Verbundprofil vorliegt. Bei einer teilweisen Plastizierung bildet sich gegenüber der Elastizitätstheorie eine größere Normalkraftdifferenz zwischen den Teilquerschnitten aus, die sich durch Schubkraftspitzen in diesen Bereichen äußert. Dieser Effekt tritt bei einer nachgiebigen Verdübelung aufgrund der Umlagerungsmöglichkeit in abgeminderter Form auf. Die Regelungen des Eurocode 4 gestatten eine äquidistante Verdübelung zwischen zwei kritischen Schnitten, sofern die plastische Momententragfähigkeit des Baustahlquerschnitts mindestens 40 % des Verbundquerschnitts ausmacht und duktile Verbundmittel verwendet werden. Anderenfalls ist eine Anordnung der Verbundmittel nach der Querkraftlinie vorgeschrieben. Bei filigranen Verbundträgern mit obergurtlosen Stahlprofilen ist die erste Bedingung grundsätzlich nicht erfüllt, so dass die Momentendeckung über die Trägerlänge nachgewiesen werden muss.

## **2.4 Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit**

Einer besonderen Sorgfalt bedarf bei Verbundträgern, die nach der Plastizitätstheorie bemessen worden sind, die Nachweisführung für die Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit. In diesem Zusammenhang sind die primären und sekundären Zwangsbeanspruchungen aus dem Schwinden des Betons zu nennen, die überlagert mit den ständigen Lasten schon unter Gebrauchslasten ursächlich zu einer Rissbildung vornehmlich im negativen Momentenbereich führen können. Wesentliche Grundlagen zur Rissbreitenbeschränkung sind /2.30/ zu entnehmen. Eine hinreichend genaue Erfassung der Steifigkeiten über der Stütze ist für den Zustand II in Verbindung mit der Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen möglich.

Eine schwierige Aufgabenstellung stellt sich mit einer Abschätzung der Verformungen unter Gebrauchslasten dar. Zu berücksichtigende Einflussfaktoren ergeben sich einerseits aus dem Herstellungsverfahren als Verbundträger ohne Eigengewichtsverbund (unpropped) oder einer Montage mit Hilfsstützen (propped) und gegebenenfalls einer planmäßigen Vorspannung durch einen überhöhten Einbau der Montagelager, und andererseits aus dem zeitabhängigen Verhalten des Betons. Darüber hinaus wirkt sich auch die Entwicklung und der Abfluss der Hydratationswärme aus /2.31/. Eine vollständige Beschreibung der Problematik und die Entwicklung numerischer Lösungsansätze sind in /2.32/-/2.35/ enthalten.

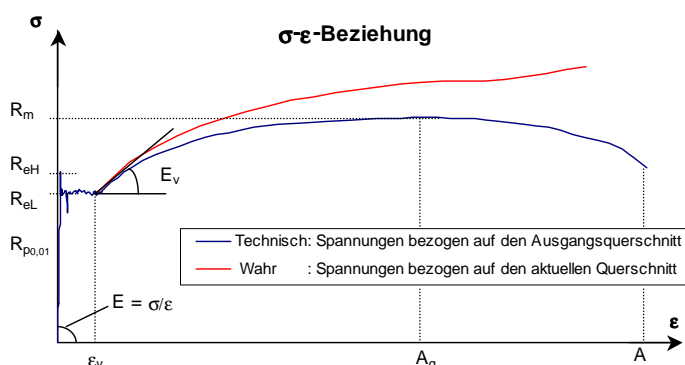
### 3. Werkstoffverhalten

#### 3.1 Stahl

##### 3.1.1 Profilstahl

Im Zugversuch mit konstanter Dehngeschwindigkeit ist für einen manganlegierten Baustahl eine Spannungs-Dehnungsbeziehung nach Bild 3.1 zu beobachten. Bis zum Erreichen der oberen Streckgrenze  $R_{eH}$  verhält sich das Material nahezu proportional zur technischen Elastizitätsgrenze  $R_{p0,01}$ . Bei weiterer Verformung fällt die Spannung zunächst auf die untere Streckgrenze  $R_{eL}$  ab. Auf einem geringfügig höheren Niveau verbleibt die Spannung mit einer unregelmäßigen Schwankungsbreite, bis die Verfestigungsdehnung von ca. 15-20 ‰ erreicht ist. Der Stahl fließt aus. Die Ursachen plastischen Materialverhaltens lassen sich mit den Erkenntnissen der Kristallphysik erklären. Eisen als Hauptbestandteil des Stahls liegt in Form einer dreidimensionalen Kristallstruktur vor. Dieses lässt sich modellhaft als atomare Feinstruktur mit einer sich periodisch wiederholenden Anordnung der Atome in einem Gitternetz beschreiben. Die Mikrostruktur ist durch Baufehler im Gitternetz oder Einlagerungen von Fremdatomen gestört, und ist somit als inhomogen zu betrachten. Der zur Erklärung der Plastizität maßgebliche Baufehler ist die sogenannte Versetzung. Nach dieser Theorie führen nicht die Zugspannungen senkrecht zur Gitterebene, sondern Schubspannungen zum Gleiten in den Gitterebenen.

Ein unstetiger Übergang zu einer anderen Orientierung des Raumgitters tritt erst an den Korngrenzen auf. Dadurch, dass der Werkstoff aus einer Vielzahl von willkürlich orientierten Kristallen besteht, haben nur wenige Kristalle die auf die Lastspannung bezogenen, günstigen Gleitebenen. An diesen beginnt die plastische Verformung und breitet sich durch Umlagerung auf benachbarte Kristalle aus. Dabei entstehen ständig Gleichgewichtszustände, die eine minimale Spannungssteigerung erfordern, um in benachbarten Kristallen den Gleitvorgang auszulösen. Dieser Vorgang ist diskontinuierlich und wird als Wandern der Lüdersfront bezeichnet.



Wahre Spannungs-Dehnungs-Linie /3.1/:

wahre Spannung

$$\sigma_w = \sigma \cdot (1 + \epsilon) \quad \text{Gl. 3.1}$$

wahre Dehnung

$$\epsilon_w = \ln \cdot (1 + \epsilon) \quad \text{Gl. 3.2}$$

**Bild 3.1** Spannungs-Dehnungs-Verhalten eines manganlegierten Baustahls

Durch die Behinderung der Gleitmechanismen an den Korngrenzen, und infolge der durch das Gleiten entstehenden Eigenspannungsfelder wird nach einer gewissen Verformung ein stabiler Zustand erreicht. Der Stahl beginnt sich zu verfestigen. Erst durch Steigerung der Last erhalten die kritischen Schubspannungen wieder eine Größenordnung, dass der Widerstand der Korngrenzen überwunden wird und der Gleitvorgang sich fortsetzen kann. Das Verhältnis von Laststeigerung zu Verformung ist nun wesentlich geringer als im elastischen Bereich. Der Verfestigungsmodul  $E_v$ , als Tangente an die Spannungsdehnungslinie zu Verfestigungsbeginn, erreicht eine Größenordnung von  $3700\text{--}4300\text{ N/mm}^2$ . Ab der Gleichmaßdehnung  $A_g$  beginnt eine signifikante Einschnürung des Querschnitts. Der zur Spannungsabtragung verfügbare Materialquerschnitt nimmt schneller ab, als die aufnehmbare Spannung steigt. In diesem überkritischen Bereich dehnt sich der Körper bis zum Bruch, ohne dass eine weitere Laststeigerung möglich ist. Diese Tatsache ist dadurch zu erklären, dass zusätzlich zum Gleitvorgang im einzelnen Korn nun auch das gesamte Korn eine Dehnung erfährt. Dabei werden die Kristalle so gedreht, dass ihr Gitter in Richtung der günstigen Gleitebenen liegt.

Bei einem Versuchsablauf nach DIN 50145 mit Zugproben nach DIN 50125 /1.10/ wird zur Spannungsermittlung grundsätzlich die Prüfkraft durch den Anfangsquerschnitt dividiert. Daraus kann gemäß Bild 3.1 die technische Zugfestigkeit und die technische Bruchdehnung  $A$  ermittelt werden. Für eine genauere Betrachtung ist erforderlich, für jede Laststufe den vorhandenen Querschnitt zu bestimmen. Die wahre Spannung ergibt sich nach /3.1/-/3.3/ aus dem Quotienten aus Prüflast zur effektiven Querschnittsfläche. Als Grundlage für numerische Simulationen eignet sich nach Gleichung 3.2 ein logarithmischer Ansatz, um die konventionelle Dehnung in die wahre Dehnung umzurechnen

### **3.1.2 Betonstahl**

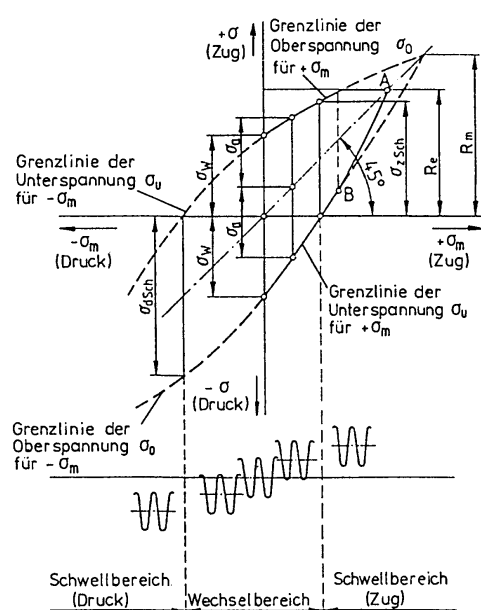
Betonstähle unterliegen in Stahlbeton- und Verbundkonstruktionen einer überwiegend einachsigen Beanspruchung. Im Vergleich zum Baustahl werden Betonstähle im Zuge des Herstellungsverfahrens üblicherweise vorgereckt. Bei kaltverformten Stählen wird unter Ausnutzung des Bauschinger-Effekts die Fließgrenze des Materials überschritten, so dass eine plastische Deformation in der Kristallstruktur bereits impliziert ist. Daher liegt bei Betonstählen keine ausgeprägte Streckgrenze mit einem charakteristischen Fließplateau, sondern ein stetiger Übergang in den plastischen Bereich vor. Als Nennwert der Streckgrenze  $R_{p0.2}$  (technische Dehngrenze) ist das Spannungsniveau unter einer Dehnung von 0,2 % definiert.



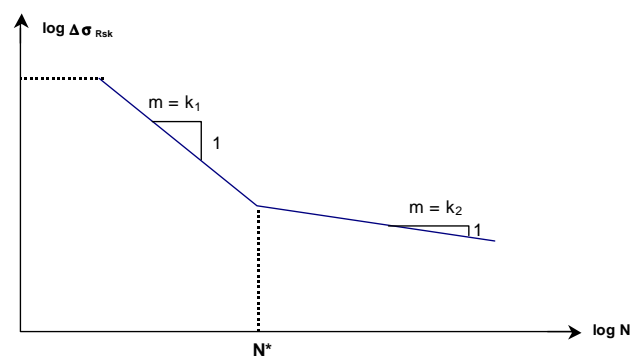
### 3.1.3 Ermüdungsfestigkeit von Stahl

Verbundkonstruktionen, die zeitlich veränderlichen Einwirkungen ausgesetzt sind, sind nicht anhand der Materialfestigkeiten, sondern nach der Ermüdungsfestigkeit der verwendeten Werkstoffe auszulegen. Die Ermüdungsfestigkeit ist in ausgeprägter Weise von den inneren und äußeren Kerbwirkungen und vom Betriebscharakter der Belastung abhängig. Durch fertigungsbedingte Eigenspannungen überlagert mit den lastseitigen Spannungen entsteht ein heterogenes Spannungsfeld, das schon an vielen Stellen der kristallinen Struktur zu Gleitungen führen kann. Unter wiederholter Belastung entwickeln sich aus den plastischen Gleitungen Mikrorisse entweder an der Oberfläche oder im Inneren eines Werkstückes. Mit steigender Lastwechselzahl vergrößern sich die Risse zu Makrorissen. Infolge der Kerbwirkung an der Risspitze schreitet der Riss immer schneller fort. Bei einer kritischen Rissgröße stellt sich aufgrund der reduzierten Restfläche ein Gewaltbruch ein. Eine Dauerbruchfläche weist ein glattes, feinkörniges Aussehen auf, während die Gewaltbruchfläche rau und durch lokale Einschnürungen geprägt ist.

Ist das Spannungsfeld von vornherein durch markante Spannungsspitzen gekennzeichnet, insbesondere infolge äußerer Kerben wie Rauigkeit der Walzhaut, Korrosionsnarben oder infolge konstruktiver Kerben wie Lochbohrungen- und Stanzungen, Steifigkeitssprüngen und Schweißnähten, wird ein dominierender Ermüdungsriss im Allgemeinen von solchen lokalen Kerbeinflüssen ausgehen. Die Auswertung umfangreicher experimenteller Untersuchungen ist in den Bildern 3.2 und 3.3 beispielhaft als Smith-Diagramm bzw. als idealisierte Wöhlerlinie für Betonstahl als Grundlage für die Nachweisführung dargestellt.



**Bild 3.2** Dauerschwingfestigkeit im Smith-Diagramm /3.13/



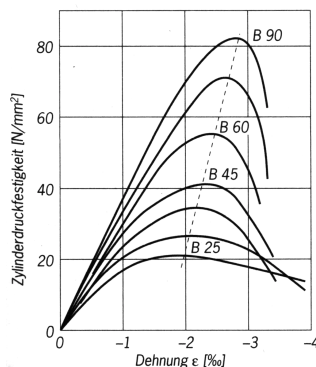
Betonstahl	Spannungs-exponent		$\Delta\sigma_{Rsk}$	
	$N^*$	$k_1$	$k_2$	$N^*$
Gerade und gebogene Stäbe $D \geq 25 d_s$	$10^6$	5	9	195
Geschweißte Stäbe Kopplungen	$10^6$	3	5	60

**Bild 3.3** Form und Parameter der Wöhlerlinie für Betonstahl /1.8/

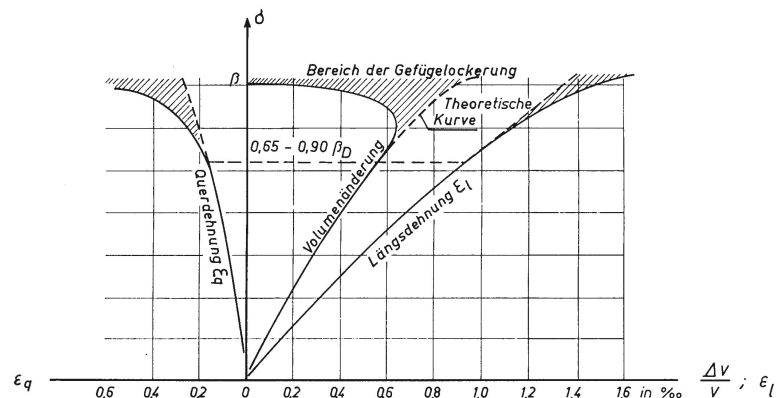
## 3.2 Beton

### 3.2.1 Einaxiale Beanspruchung

Obwohl in einer realen Tragstruktur eine einachsige Beanspruchung nur in speziellen Fällen vorkommt, liegen aus Handhabungsgründen die meisten Erkenntnisse für den einachsigen Belastungszustand mit ungehinderter Querdehnung vor. Die Betondruckfestigkeit wird experimentell anhand von Zylindern mit einem Durchmesser von 150 mm und einer Höhe von 300 mm ermittelt. In Bild 3.4 sind typische Spannungs-Dehnungs-Linien mit weggeregelter Versuchsaufbau für Betone unterschiedlicher Festigkeit dargestellt. Demnach liegt ein durchgehend nichtlineares Deformationsverhalten vor. Mit wachsender Spannung nehmen die Dehnungen überproportional bis zum Bruch zu. Als wesentliches Merkmal der unterschiedlichen Betongüten ist zu nennen, dass mit zunehmender Zylinderdruckfestigkeit die Bruchdehnung ansteigt, gleichzeitig damit aber ein ausgeprägter absteigender Ast einhergeht. Aufgrund des Nachbruchverhaltens werden Betone höherer Güte als spröder Werkstoff eingestuft.



**Bild 3.4** Spannungs-Dehnungs-Linien /3.7/

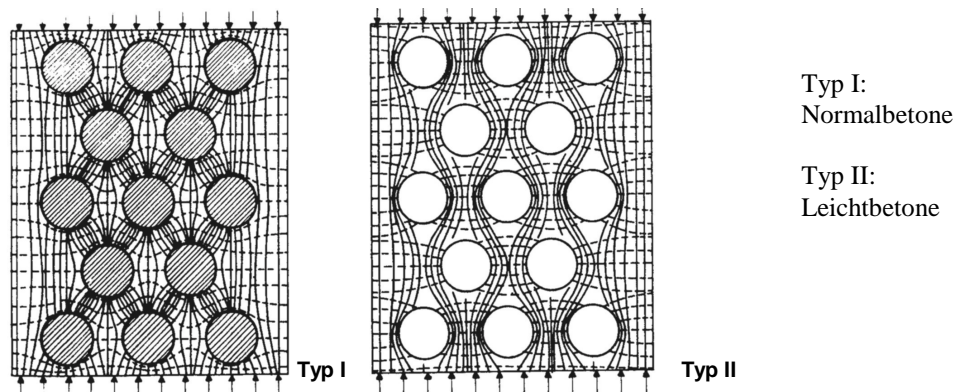


**Bild 3.5** Längen- und Volumenänderung bei einachsiger Druckbeanspruchung /3.5/

Die graphische Auftragung der Verformungsgrößen nach Bild 3.5 zeigt bis zu einem Niveau von 75 % der Bruchspannungen ein annähernd lineares Verhalten in Bezug auf die Quer- und Längsdehnung, sowie die Volumenänderung. Geringfügige Nichtlinearitäten resultieren aus der Entwicklung von Verbundanrissen ab 30 %, und aus der Entstehung von Gefügerissen ab 50 % der Bruchspannung. Im Stadium oberhalb der kritischen Spannung (75 %) zeigt sich ein diskontinuierliches Verhalten mit beschleunigter Rissbildung, was sich in einer zunehmenden Querdehnzahl (Bild 3.8) und Längsdehnung des Prüfkörpers äußert. Die gleichzeitig rückläufige Volumenänderung (Kompression) deutet ein fortschreitendes Risswachstum an. Ein Versagen stellt sich im Regelfall aufgrund ausgeprägter Querkzugspannungen ein.

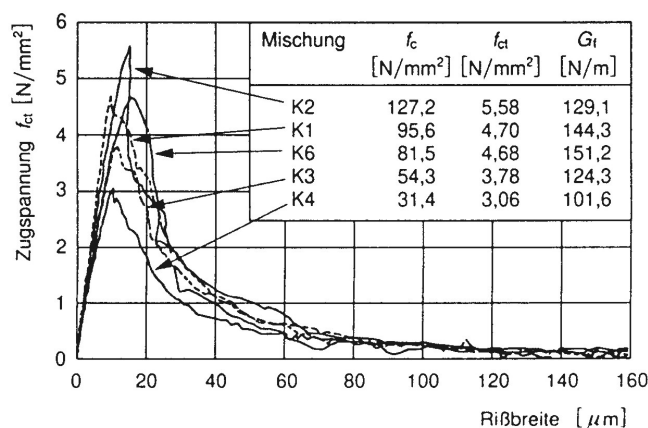
Ein von Normalbeton abweichendes Bruchverhalten zeigt sich bei hochfesten Betonen und bei Leichtbeton. Während beim Normalbeton aufgrund der höheren Elastizitätsmoduli der Zuschläge gegenüber dem Zementstein ein Lastabtrag überwiegend von Korn zu Korn statt-

findet (Bild 3.6), was zu Querkugkräften in der Matrix führt, liegen beim hochfesten Beton die Elastizitätsmoduli von Zementstein und Zuschlag in der gleichen Größenordnung. Dadurch entsteht eine homogene Verteilung der Druckspannungen. Das Versagen einer Zylinderprobe stellt sich im Regelfall durch einen glatten Scherbruch mit einem Winkel von 20-40° zur Zylinderachse ein. Beim Leichtbeton werden die Druckspannungen überwiegend über den Zementstein abgetragen. Resultierende Querkugspannungen führen entsprechend Bild 3.6 zu einem Bruch des Zuschlages.

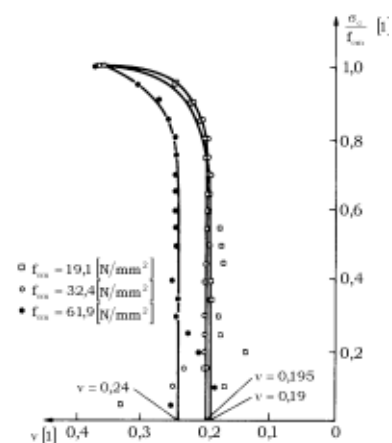


**Bild 3.6** Spannungsverlauf unter einaxialer Druckbeanspruchung für unterschiedliche Betonarten /3.5/

Experimentelle Untersuchungen zur zentrischen Zugfestigkeit  $f_{ct}$  weisen bis zum Bruch ein elastisches Verhalten aus. Erste feinverteilte Mikrorisse treten schon vor Erreichen der Maximallast auf. Auf dem Bruchniveau verdichten sich die Mikrorisse zu einem sogenannten Rissband. Im Nachbruchbereich nimmt die ungerissene Querschnittsfläche infolge des Rissfortschritts kontinuierlich ab, so dass sich ein degressiv abfallender Ast einstellt. Ein Kriterium zur Bewertung der Werkstoffeigenschaften unter zentrischer Zugbeanspruchung liegt in der Bruchenergie  $G_f$ , die sich mathematisch als Integral aus der Spannungs-Dehnungs-Beziehung ergibt. Die in Bild 3.7 dargestellten Versuchswerte weisen mit zunehmender Betondruckfestigkeit auch eine unterproportional steigende Zugfestigkeit aus, die Bruchenergie nimmt bei hochfesten Betonen aber ab.



**Bild 3.7** Spannungs-Dehnungs-Verhalten unter Zugbeanspruchung /3.8/



**Bild 3.8** Querdehnzahl /3.9/

### 3.2.2 Rechenwerte der Materialfestigkeiten

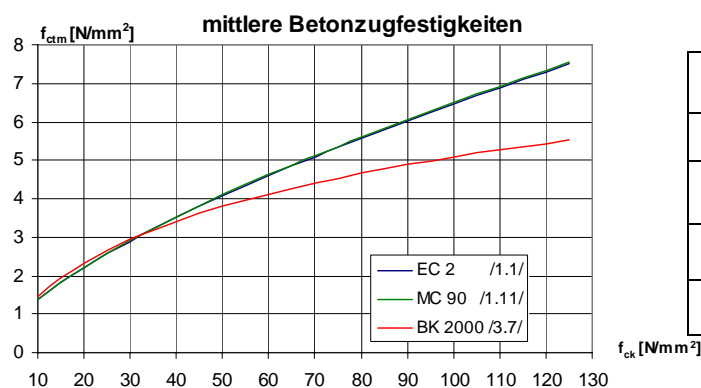
Zur gemeinsamen Analyse von neuen und älteren Verbundmittelversuchen, die auf Grundlage der alten Normengeneration ausgewertet worden sind, ist eine Betrachtung zur Vergleichbarkeit der Werkstoffkenngrößen erforderlich. Die Berechnungswerte für die Werkstoffkenngrößen des Betons bis zu einer Betonfestigkeitsklasse C 50/60 sind im Eurocode 2 /1.1/ geregelt. Die Durchführung von Werkstoffprüfungen hat nach ENV 206 anhand von Zylinderproben ( $h/d = 300\text{mm}/150\text{mm}$ ), die bis zur Prüfung nach 28 Tagen in Wasserlagerung zu halten sind, zu erfolgen. Alternativ ist eine Festigkeitsbestimmung durch Würfelproben der Kantenlänge 150 mm zulässig. Die Druckfestigkeitsprüfung nach der alten Normengeneration (DIN 1048) anhand von Würfeln der Kantenlänge 200 mm sah eine Lagerung von 7 Tagen im Wasser und anschließend bis zum 28.ten Tag an der Luft vor. Um eine Kompatibilität beider Systeme sicherzustellen, werden in der Literatur /3.10/ Umrechnungsfaktoren angegeben. Die Nennfestigkeiten, bzw. charakteristischen Werte der Betondruckfestigkeit ergeben sich aus der Serienfestigkeit nach folgenden Beziehungen:

$$\text{EC 2: } f_{ck} = f_{cm} - 8 \text{ [N/mm}^2\text{]}$$

$$\text{DIN 1045: } \beta_{WN} = \beta_{WS} - 5 \text{ [N/mm}^2\text{]}$$

Die verminderte Druckfestigkeit infolge der Restfeuchte aus der Wasserlagerung nach DIN ENV 206 lässt sich durch einen Korrekturfaktor  $\lambda = 0,92$  erfassen, der Umrechnungsfaktor von Würfeln der Kantenlänge 150 mm auf 200 mm ist zu 95 % anzusetzen. Das Verhältnis zwischen der Zylinderfestigkeit  $f_{ck,cyl}$  zur Würfelfestigkeit  $f_{ck,cube}$  beträgt im Mittel 85 %.

Die Berechnungsgrößen für den mittleren Elastizitätsmodul  $E_{cm}$  und die Betonzugfestigkeit  $f_{ct}$  sind bei der Auswertung unterschiedlicher Literaturquellen aus der Betondruckfestigkeit abzuleiten. Von besonderer Bedeutung sind die Unterschiede in den Berechnungsformaten für die Betonzugfestigkeit nach EC 2 und CEB-FIP Modelcode 1990 /1.11/ sowie den experimentellen Befunden für hochfeste Betone nach /3.7/. Die Auswertung nach Bild 3.9 verdeutlicht, dass für Betongütern außerhalb des Geltungsbereichs nach EC 2 die Formulierung nach /3.7/ zu bevorzugen ist.



	$f_{ctm}$	$E_{cm}$
	$\text{N/mm}^2$	$\text{N/mm}^2$
/1.1/	$0,3 \cdot f_{ck}^{2/3}$	$9500 \cdot f_{cm}^{1/3}$
/1.11/	$1,4 \cdot (f_{ck} / 10)^{2/3}$	$18275 \cdot (f_{cm} / 10)^{1/3}$
/3.7/	$2,12 \cdot \ln(1 + f_{ck} / 10)$	$10000 \cdot f_{cm}^{0,3}$

**Bild 3.9** Vergleich der Berechnungsansätze für die Betonzugfestigkeit

### 3.2.3 Mehraxiale Beanspruchung

Zur Formulierung von mechanischen Berechnungsmodellen für das Trag- und Verformungsvermögen von Betondübeln, bei denen Querkzugkräfte aus der einaxialen Lasteinwirkung durch den umgebenden Beton überdrückt werden, ist eine Betrachtung der Betondruckfestigkeit unter einem mehraxialen Spannungszustand erforderlich. Eine wesentliche Publikation der Ergebnisse nach Kupfer et al. zum zweiachsigen Beanspruchungsfall /3.11/, schematisch in Bild 3.10 dargestellt, verdeutlicht, dass die ertragbare Bruchspannung bei gleichem Einwirkungshorizont ( $\sigma_1 = \sigma_2$ ) zwischen 15-22 % oberhalb der einachsigen Druckfestigkeit liegt. Ein Maximum von 27 % wird erreicht, wenn die kleinere Lastspannung eine Größenordnung von 60 % der Druckfestigkeit annimmt.

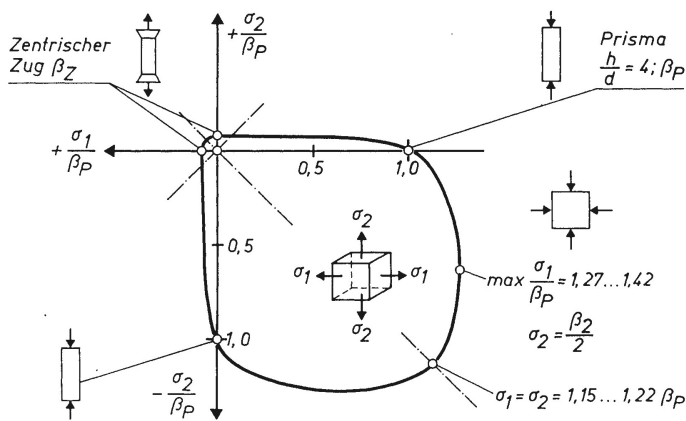


Bild 3.10 Betonfestigkeit unter zweiachsialer Beanspruchung /3.5/

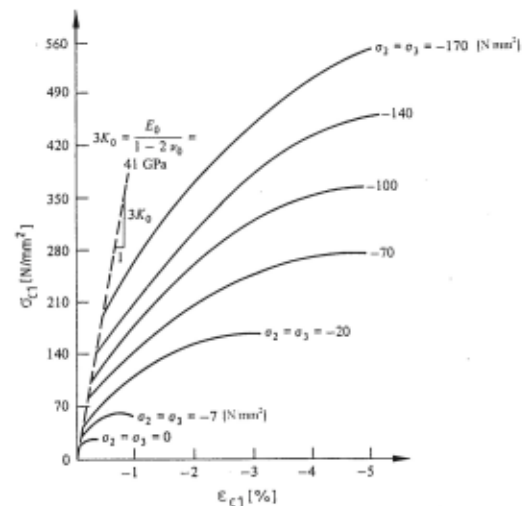
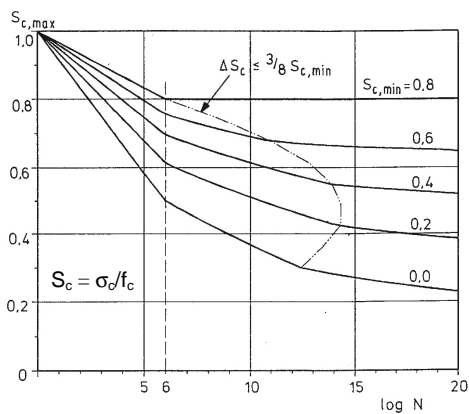


Bild 3.11 Betonkennlinien unter dreiachsialer Beanspruchung /4.16/

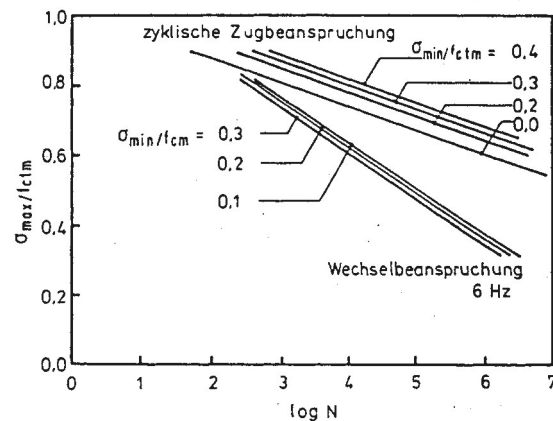
Signifikant größere aufnehmbare Spannungen konnten durch experimentelle Untersuchungen bei einem dreiachsigen Spannungszustand festgestellt werden. Für die Durchführung derartiger Versuche /3.12/ ist ein erheblicher Aufwand erforderlich, um einen zwangungsfreien Einwirkungszustand zu gewährleisten. Die exemplarische Darstellung von Spannungs-Dehnungs-Linien nach Bild 3.11 zeigt, dass mit zunehmender, äquivalenter Quereinwirkung die ertragbaren Spannungen und Dehnungen deutlich zunehmen. Für die eingetragene obere Kennlinie wird der nahezu zwanzigfache Spannungswert der einaxialen Druckfestigkeit erreicht, wenn die Querspannungen ein Drittel der Lastspannung betragen. Im Idealfall eines hydrostatischen Spannungszustandes wäre eine theoretisch unbegrenzte Festigkeit zu erwarten. Für die vorliegende Problemstellung liefert der dreiachsiale Spannungszustand eine geeignete Modellvorstellung, wobei eine Quantifizierung des aktivierbaren Spannungshorizontes unter Berücksichtigung der Nachgiebigkeit des umgebenden Betons vorzunehmen ist.

### 3.2.2 Materialverhalten unter zyklischer Belastung

Zur Fragestellung der Ermüdungsfestigkeit des Betons unter zyklischer Druck-Schwellbeanspruchung liegen eine Vielzahl von Forschungsergebnissen /3.14/; /3.15/ und /6.1/ einschließlich der dort zitierten Quellen vor. Aufbauend auf diesen experimentellen Erkenntnissen ist im Modelcode 1990 /1.11/ ein Diagramm mit Wöhlerlinien für den einachsigen Spannungszustand angegeben (Bild 3.12). Bedingt durch den aufwendigen Versuchsaufbau sind für das Ermüdungsverhalten unter Zugspannungen wesentlich weniger Erkenntnisse vorhanden. In /3.13/ sind experimentell abgesicherte Wöhlerlinien für Zug-Schwell- und Wechselbeanspruchungen abgebildet (Bild 3.13). Unter zyklischer Zugbeanspruchung zeigt sich ein deutlich günstigeres Ermüdungsverhalten als unter einer wechselnden Einwirkung, das annähernd vergleichbar mit den Wöhlerlinien der Druck-Schwellbeanspruchung ist, als unter einer wechselnden Einwirkung.

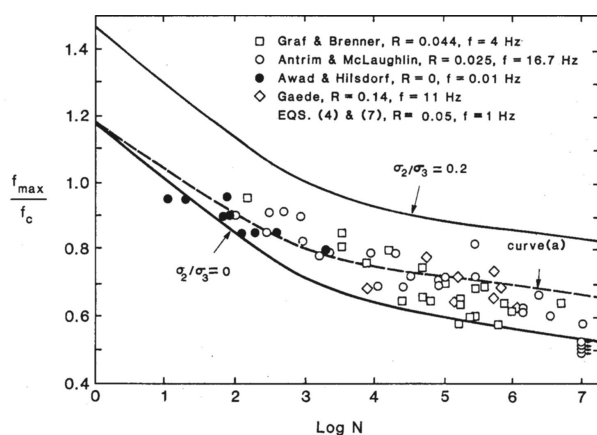


**Bild 3.12** Wöhlerlinien des druckbeanspruchten Betons Modelcode 1990 /1.11/

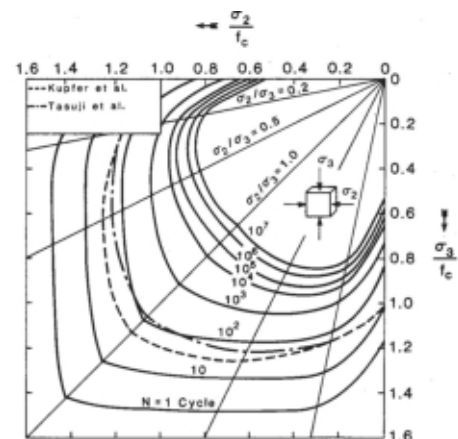


**Bild 3.13** Wöhlerlinien des zugbeanspruchten nach Betons /3.13/

Für den zweiachsigen Spannungszustand werden in /3.17/ Versuche anhand von Prismen vorgestellt, deren Auswertung unter Einbeziehung weiterer Forschungsergebnisse in den Bildern 3.14 und 3.15 zusammengefasst ist.



**Bild 3.14** Wöhlerlinien des Betons unter zweiachsialer Beanspruchung /3.17/



**Bild 3.15** Zweiachsiale Ermüdungsfestigkeit /3.17/

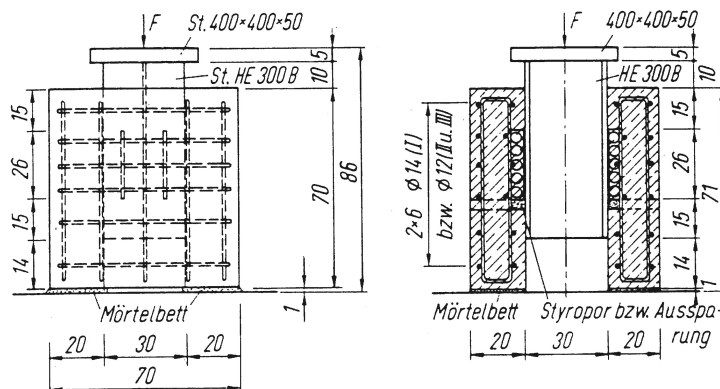


## 4. Bemessungsmodelle zum Tragvermögen von Betondübeln

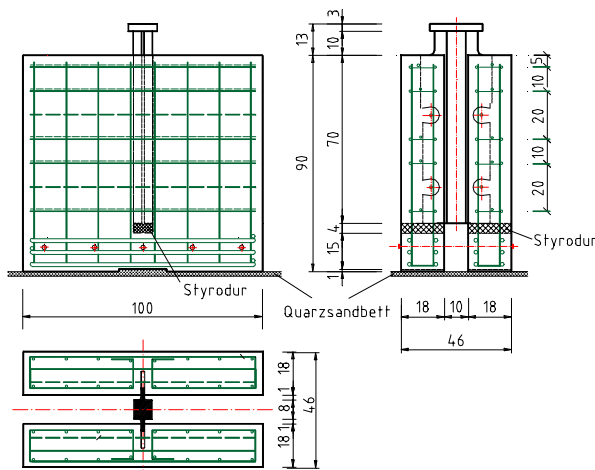
### 4.1 Grundlagen für experimentelle Untersuchungen

#### 4.1.1 Versuchskörpergestaltung und Versuchsablauf

Die generelle Vorgehensweise zur versuchsgestützten Bemessung ist im Eurocode 4, Abschnitt 10 /1.3/, geregelt. Dort sind die wesentlichen Anforderungen und Randbedingungen für experimentelle Untersuchungen mit Verbundmitteln, die außerhalb des Geltungsbereichs der Norm liegen, explizit am Beispiel von Kopfbolzendübeln formuliert. In Hinsicht auf die Versuchsparameter, insbesondere die Versuchskörpergeometrie und die mechanischen Eigenschaften des Betons, der Bewehrung und des Verbundmittels, die in enger Anlehnung an das betrachtete Bauteil festzulegen sind, darf das Last-Verformungsverhalten unter der Voraussetzung vorwiegend ruhender Beanspruchung mit Abscherversuchen in Form von Push-Out-Körpern entsprechend Bild 4.1 ermittelt werden. Die im Rahmen der vorliegenden Arbeit konzipierten Versuchskörper zur Untersuchung von Betondübeln sind gemäß Bild 4.2 in der Gestaltung nach Anpassung auf die spezifischen Eigenschaften am Standard-Abscherversuch nach EC 4 orientiert.



**Bild 4.1** Versuchskörper mit auf dem Flansch aufgeschweißten Dübelleisten (*Perfobond*) /4.1/



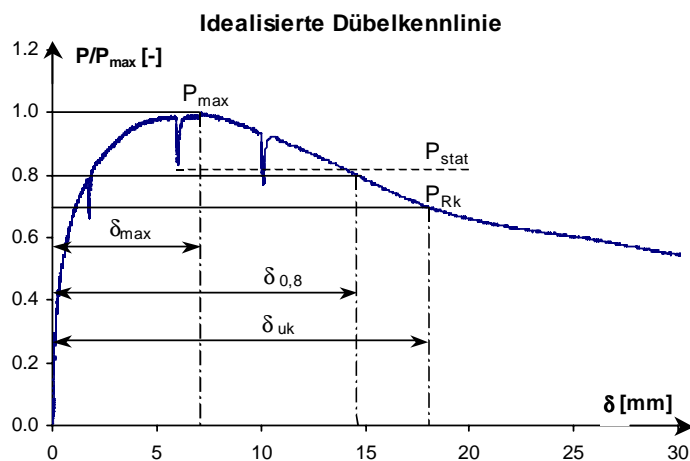
**Bild 4.2** Versuchskörper für lotrechte Betondübel bei Verwendung von obergurtlosen Stahlprofilen

Um in Bezug auf die Kornverteilung eine gute Annäherung an den Zustand in einem Verbundträger zu erreichen, sollen die Gurtplatten in horizontaler Lage betoniert werden. Aufgrund dieser Forderung ist alternativ ein Herstellungsverfahren mit zwei Betoniervorgängen oder mit zwei gleichzeitig betonierten, zusammengeschweißten Prüfkörperhälften erforderlich. Eine isolierte Betrachtung des Dübeltragvermögens unabhängig von Reibungseinflüssen zwischen Stahl- und Betonkomponenten führt zu der Empfehlung, das Stahlprofil in den Kontaktbereichen einzufetten.

Vor dem eigentlichen Traglastversuch ist eine dynamische Vorbelastung mit 25 Lastwechseln auf einem Oberlastniveau von 40 % und einer Unterlast von 5 % der erwarteten Bruchlast vorzusehen. Im Anschluss sollte die Versuchslast wegeregelt bei kontinuierlicher Aufzeichnung der Schlupf- und Abhebungsentwicklung über einen Zeitraum von mindestens 15 Minuten bis zur Bruchlast gesteigert werden. Zur Beurteilung des Verformungsvermögens ist der Nachbruchbereich bis zu einem Niveau von mindestens 80 % der Maximallast zu erfassen.

#### 4.1.2 Versuchsauswertung

Die aus einem Scherversuch ermittelte Last-Schlupf-Beziehung wird als Dübelkennlinie bezeichnet (Bild 4.3). Repräsentative Größen zur Bewertung des Trag- und Verformungsvermögens liefern die Maximallast  $P_{\max}$  und die zugehörige Relativverschiebung zwischen Stahl und Betongurt  $\delta_{\max}$ , sowie eine identische Zuordnung auf einem Niveau von 80 % der Maximallast.



**Bild 4.3** Idealisierte Dübelkennlinie einschließlich charakterisierender Kenngrößen

Zur Ableitung von charakteristischen Werten  $P_{\text{Rk}}$  und  $\delta_{\text{uk}}$  als Grundlage für die Bemessung können bei einem geringen Probenumfang (mindestens 3 Versuche) die um 10 % verminderten kleinsten Versuchswerte angesetzt werden, sofern das Ergebnis des Einzelversuches nicht um mehr als 10 % vom Mittelwert abweicht.

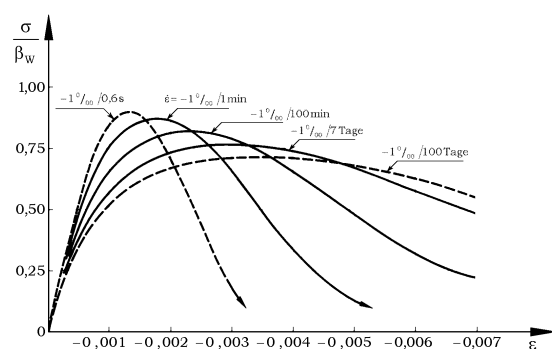


Bei größeren Streuungen, aber auch zur statistischen Analyse von Berechnungsmodellen, sollte eine Auswertung entsprechend den Regelungen nach Eurocode 3, Anhang Z, /1.2/ vorgenommen werden. Als statistisch absicherte Größe des charakteristischen Verformungsvermögens wird entsprechend /1.12/ der Wert der 5 %-Fraktile bei Zugrundelegung eines Vertrauensintervalls von 75 % aus der Grundgesamtheit aller Versuche angesehen .

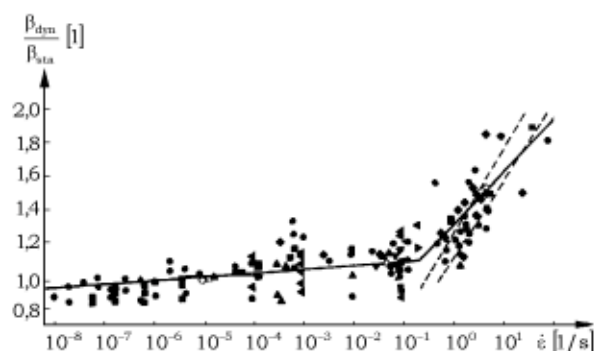
#### 4.1.3 Überlegungen zum quasistatischen Bezugshorizont

Eine wesentliche Erkenntnis aus dem weggeregelten Versuchsablauf ergibt sich aus der Tatsache, dass beim Anhalten des Wegvorschubes die Prüflast zeitlich veränderlich auf ein geringeres Niveau abfällt, bis nach einem bestimmten Zeitintervall ein Gleichgewichtszustand erreicht ist. Der zur Maximallast zugehörige untere Wert der Tragfähigkeit wird allgemein als quasistatische Tragfähigkeit  $P_{\text{stat}}$  bezeichnet. Eine Begründung für dieses Verhalten lässt sich in der Struktur des Betons und in der verzögerten Mikrorissbildung finden. Bei einer Fortsetzung des Versuchs mit unveränderter Verformungsgeschwindigkeit mündet die Last-Verformungs-Kurve in den ursprünglichen Verlauf ein. Diese Beobachtung kann experimentell auf allen Laststufen einschließlich des Nachbruchbereichs bestätigt werden.

Daraus ergeben sich für die Auswertung von Versuchen zwei mögliche Lasthorizonte, definiert durch die oberlastbezogene Dübelkennlinie und die statische Dübelkennlinie, die sich aus einer polygonalen Verbindung der quasistatischen Lastniveaus bei diskreten Verformungsstadien ergibt. Die Fragestellung nach dem maßgebenden Bezugshorizont ist auch in der Fachwelt nicht unumstritten. Es wird einerseits argumentiert, dass an einem realen Bauwerk weggeregelte Belastungsvorgänge nicht auftreten können, andererseits wird angeführt, dass der obere Lasthorizont eine rein hypothetische Größe aus dem Versuchsablauf darstellt, die infolge einer aus ökonomischer Sicht vertretbaren Prüfgeschwindigkeit entsteht. Dafür spricht, dass unter ruhender Belastung keine zeitliche Lastveränderung auftritt.

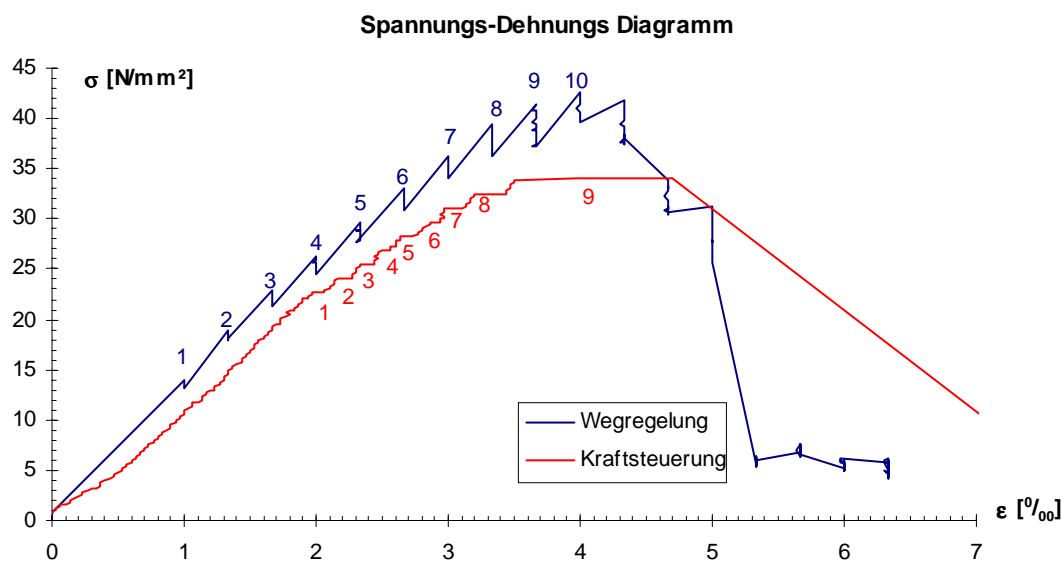


**Bild 4.4** Spannungs-Dehnungslinien von Beton bei konstanter Dehngeschwindigkeit /3.7/



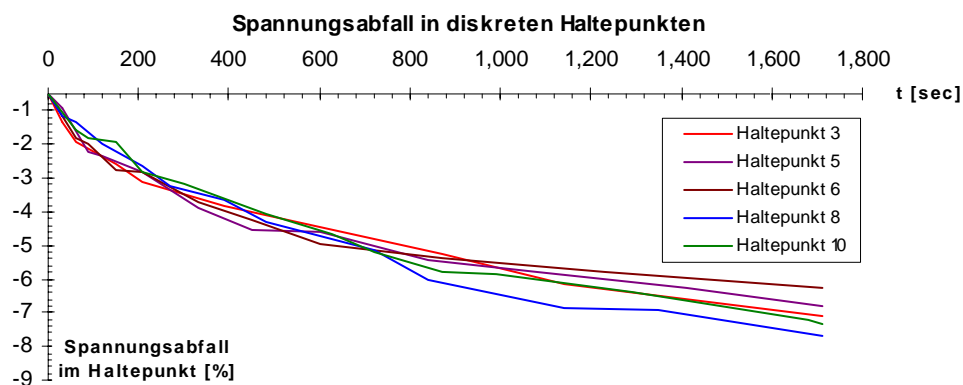
**Bild 4.5** Relative dynamische Druckfestigkeit in Abhängigkeit von der Dehngeschwindigkeit /3.8/

Aus der Darstellung nach Bild 4.4 ist eine signifikante Abhängigkeit des Spannungs-Dehnungs-Verhaltens des Betons von der Dehngeschwindigkeit zu entnehmen, während Bild 4.5 anhand von experimentellen Befunden eine quantitative Abschätzung dieses Effekts zulässt. Ein problemspezifisches Versuchsprogramm anhand von Zylinderproben mit den Abmessungen  $d/h = 150/300$  mm, in dessen Rahmen unter gleichen Bedingungen weggeregelte Versuche mit  $\Delta\epsilon = 3 \cdot 10^{-5}$  [1/s] und kraftgesteuerte Versuche mit  $\Delta\sigma = 5,6 \cdot 10^{-2}$  [N/mm<sup>2</sup>s] mit diskreten, halbstündigen Haltepunkten durchgeführt worden sind, verdeutlicht den Einfluss der Versuchsart und der Prüfgeschwindigkeit.



**Bild 4.6** Vergleichsbetrachtung zwischen weg- und kraftgeregeltem Versuchsablauf mit diskreten Haltepunkten

Im direkten Vergleich (Bild 4.6) weist der weggeregelte Versuch das Abfallen der Spannungen auf ein quasistatisches Niveau auf, während der kraftgesteuerte Ablauf mit einem durchgängig höheren Dehnungsniveau in den Haltepunkten ein zunehmendes Fortschreiten der Verformungen verdeutlicht. Im letzten Haltepunkt (9) versagt der Probekörper auf einem erheblich geringeren Spannungsniveau, als der Versuch mit konstantem Wegvorschub.



**Bild 4.7** Zeitbezogene Entwicklung des Spannungsabfalls beim weggeregelten Versuch nach Bild 4.6

Die zeitliche Entwicklung des Absinkens auf das quasistatische Niveau nach Bild 4.7 verdeutlicht einen degressiven Charakter dieses Vorganges, zeigt aber auch, dass nach Ablauf von 30 Minuten kein stabiler Spannungshorizont erreicht wird. Der Spannungsabfall liegt in sämtlichen Haltepunkten in einer Größenordnung von 7 % in bezug auf das zuvor erreichte Niveau. An Zylinderversuchen mit einer geringeren Betongüte (C 16/20) deutete sich ein größerer Spannungsabfall in einem Bereich zwischen 15 und 20 % an.

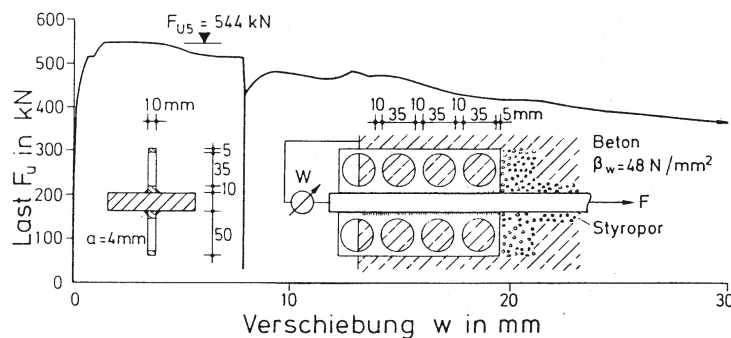
Als Konsequenz aus den vorangegangenen Überlegungen und experimentellen Befunden erscheint es unter dem Sicherheitsaspekt geboten, als repräsentativen Wert für das Tragvermögen das quasistatische Niveau zugrunde zu legen. Die Regelungen des Eurocode 4 hingegen bedingen einen einfacheren Versuchsablauf, lassen aber durch die konstante Mindestzeit von 15 Minuten bis zum Bruch insbesondere bei Verbundmitteln mit einem größeren Verformungsvermögen höhere Belastungsgeschwindigkeiten und damit günstigere Versuchswerte zu. Im Sinne einer einheitlichen und zuverlässigen Handhabung wäre es erstrebenswert, eine Obergrenze für die Vorschubgeschwindigkeit, und die verbindliche Anordnung von Haltepunkten an exponierten Stellen der Last-Verformungslinie mit definierter Dauer in einer Versuchsvorschrift zu verankern.

Weitaus schwieriger, als die Festlegung des charakteristischen Tragvermögens gestaltet sich die Ermittlung des versuchsspezifischen Verformungsvermögens aus der quasistatischen Dübelkennlinie. Unter dem Gesichtspunkt von einzuhaltenden Genauigkeitsanforderungen wäre eine größere Anzahl an Haltepunkten mit einer zu definierenden Dauer erforderlich, die den Aufwand zur Durchführung eines Versuches erheblich erhöhen würden. Eine für die Versuchsauswertung günstige Eigenschaft aus den dynamischen Effekten ist in der Tatsache zu sehen, dass gemäß Bild 4.7 auf unterschiedlichen Laststufen der prozentuale Abfall der Prüflast bezogen auf die Oberlast im Haltepunkt in einer vergleichbaren Größenordnung liegt. Diese Aussage kann anhand von Push-Out-Versuchen auch für den Nachbruchbereich verifiziert werden. Für die praktische Durchführung von Abscherversuchen kann aus dieser Beobachtung der Schluss gezogen werden, dass eine Auswertung anhand der oberen Dübelkennlinie sowohl für das Trag- als auch das Verformungsvermögen vorgenommen werden kann. Für die Ableitung von Bemessungswerten zur Bestimmung der Tragfähigkeit sollte dann im Nachhinein eine Anpassung auf das quasistatische Niveau erfolgen, indem die obere Bruchlast mit einem Reduktionsfaktor, der als Mittelwert aus wenigen Haltepunkten bestimmt werden kann, multipliziert wird. In der bisherigen Anwendungspraxis liegen unterschiedliche Ausführungsmodalitäten für experimentelle Untersuchungen vor, so dass ein direkter Vergleich von Ergebnissen unterschiedlicher Forschungseinrichtungen nur bedingt möglich ist.

## 4.2 Publierte Versuche zur Betondübeltechnologie

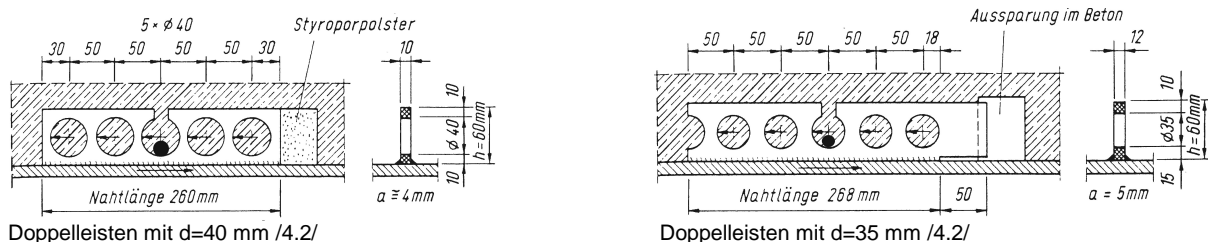
### 4.2.1 Perfobondleiste

Der Ausgangspunkt für die Entwicklung der Betondübeltechnologie liegt in einem 1985 publizierten Tastversuch von Andrä /4.1/, bei dem auf einem steifen Zugstab aufgeschweißte Lochbleche ohne Querbewehrung in den Ausnehmungen in Form eines Ausziehversuches auf das Trag- und Verformungsvermögen untersucht worden sind (Bild 4.8). Anhand der experimentellen Ergebnisse deutete sich an, dass diese Methode zur Übertragung der Längsschubkräfte eine geeignete Alternative zu den weitverbreiteten Kopfbolzendübeln darstellen könnte.



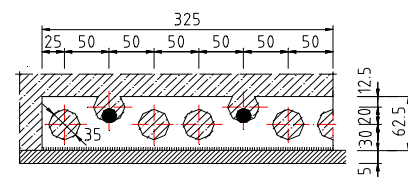
**Bild 4.8** Eigenschaften und Auswertung eines Ausziehversuches /4.1/

Weitere Forschungsaktivitäten mit teilweise geöffneten Ausnehmungen nach Bild 4.9, die unter dem Aspekt des einfacheren Bewehrungseinbaues baubetrieblich sinnvoll erscheinen, folgten im Jahr 1987 /4.2/, /4.3/. Die als Doppelleisten ausgeführten Verbundmittel wurden im Push-Out-Versuch im Anschluss an eine dynamische Vorbelastung mit  $2 \cdot 10^6$  Lastwechseln mit Oberlasten auf dem Gebrauchsniveau auf das statische Tragvermögen getestet. In der dynamischen Versuchskomponente zeichneten sich ausgesprochen günstige Trag- und Verformungseigenschaften ab.



**Bild 4.9** Erweiterte Entwicklungsstufen zur Perfobond-Leiste

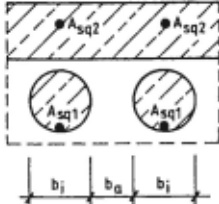
Eine weitere Versuchsserie liegt aus dem Jahr 1988 /4.4/ mit einem Umfang von 4 Push-Out-Körpern mit Dübelleistengeometrien gemäß Bild 4.10 vor, bei denen jedes dritte Loch in offener Ausführung in der Achse nach oben versetzt angeordnet war.



**Bild 4.10** Leistengeometrie mit höhenversetzten, offenen Ausnehmungen

Ausgehend von der vorliegenden Grundgesamtheit von 8 Abscherversuchen wurde auf der Grundlage eines statistisch abgesicherten Bemessungsmodells /4.5/,/4.6/ 1991 eine bauaufsichtliche Zulassung unter dem Produktnamen *Perfobond* erteilt /1.15/. Das Einsatzspektrum bleibt dabei auf zwei festgelegte geometrische Varianten beschränkt. Eine Zusammenstellung der *Perfobond*-Versuche ist nachfolgender Tabelle zu entnehmen.

**Tabelle 4.1** Parameter der Perfobond -Versuche

Nr	Versuchs- serie	$\beta_{ws}$	$b_i$	$t_w$	$b_a$	$A_{sq1}$	Bezeichnungen	Bemerkungen
		N/mm <sup>2</sup>	mm	mm	mm	cm <sup>2</sup>	-	-
1	Andrä	48,0	35	10	10	0,0		Querbewehrung nur in nach oben offenen Aussparungen
2	Otto- 1	38,9	40	10	10	1,13		
3	Graf- 2	45,6	35	12	15	1,13		
4	Institut 3	37,3	35	12	15	2,01		
5	Otto- Graf- Institut	C1	49,3	35	12	15		
6		C2	46,6	35	12	15		
7		C3	46,2	35	12	15		
8		C4	46,4	35	12	15		

In /4.7/ wird von 3 weiteren Versuchen zur *Perfobond*-Leiste im Rahmen einer Eignungsuntersuchung aus Venezuela berichtet. Aufgrund einer unvollständigen Dokumentation fließen die Ergebnisse nicht in die Gesamtauswertung ein.

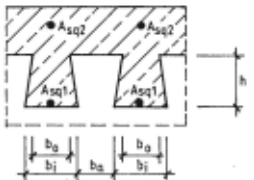
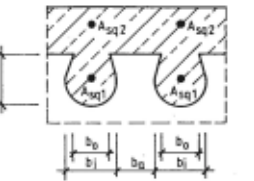

#### 4.2.2 Versuche zur Kombi-Verdübelung an der Universität Kaiserslautern (1987-1989)

Ungefähr im gleichen Zeitrahmen, in den die Forschungsaktivitäten zu *Perfobond* fallen, fanden an der Universität Kaiserslautern experimentelle Untersuchungen zum Tragverhalten von *Kombi*-Dübeln statt. Darunter sind nach oben hin offene, trapez- oder tropfenförmige Ausnehmungen im Stegblech eines obergurtlosen Stahlprofils oder in einer aufgeschweißten Leiste zu verstehen. *Brendel* hatte ein Patent auf diese Art der Verbundsicherung /1.13/.

Nach Tastversuchen an Stahlverbundträgern /4.8/ wurden insgesamt 11 Push-Out-Versuche mit unterschiedlichen Ausnehmungsformen und -größen durchgeführt. In /4.9/ wird über 5 Einzelversuche mit schwalbenschwanzförmigen Aussparungen mit den variablen Parametern der Stegblechdicke und der Bewehrungsanordnung berichtet. Zwei Versuche zur Erweiterung des Anwendungsspektrums für diese Dübelform sind in /4.10/ in Form von Push-Out-Versuchen mit einem Stahlprofil als Schwertaufleger (rechtwinklig zusammengeschweißte Dübelleisten) zur Einleitung konzentrierter Lasten dokumentiert. Die genannten Versuche sind in /4.11/ als Grundlage für einen Antrag auf bauaufsichtliche Zulassung zusammenfassend ausgewertet. Entwürfe zur bauaufsichtlichen Zulassung für Ausnehmungsbreiten bis 43 mm liegen aus den Jahren 1990 /1.14/ und 1992 /1.16/ vor. Der Antragsteller behielt sich zu

diesem Zeitpunkt vor, erweiterte Untersuchungen vorzunehmen, um eine allgemeinere Formulierung auch für größere *Kombi*-Dübel zu erreichen. Push-Out-Versuche mit Ausnehmungsbreiten von 70 bzw. 100 mm sind in /4.13/ dargestellt und erläutert. Eine wesentliche Eigenschaft in der Dokumentation der Kaiserslauterer Versuche besteht darin, dass ausschließlich quasistatische Dübelkennlinien angegeben sind.

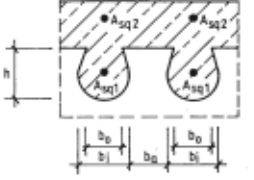
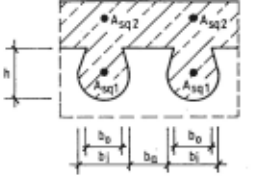
**Tabelle 4.2** Parameter der experimentellen Untersuchungen zur Kombi-Verdübelung

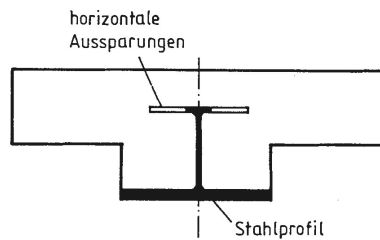
Nr	Versuchs- serie	$f_{cm,cube}$	$b_i$	$b_o$	$b_a$	$t_w$	$A_{sq1}$	Bemerkungen	Bezeichnungen	
		N/mm <sup>2</sup>	mm	mm	mm	mm	cm <sup>2</sup>	-		
1	/4.9/	V 1	34,0	43,5	38	32	20,8	1,13	Push-Out-Versuche Schwalbenschwanz	
2		V 2	34,0	43,5	38	32	14,7	0,80		
3		V 3	34,0	43,5	38	32	9,8	0,57		
4		V 4	34,0	43,5	38	32	20,8	1,13		
5		V 5	34,0	43,5	38	32	20,0	1,13		
6	/4.10/	V 6	31,0	42,0	38	33	15,0	1,57	Schwertauflager Schwalbenschwanz	
7		V 7	31,0	42,0	42	33	15,0	1,57		
8	/4.13/	V 8	29,4	70,0	50	30	10,7	2,00	Push-Out-Versuche Tropfenform	
9		V 9	29,4	70,0	50	130	10,7	2,00		
10		V 10	29,4	100,0	50	50	15,9	2,00		
11		V 11	29,4	100,0	50	50	15,9	3,14		

### 4.2.3 Münchener Versuche

Eine Fortsetzung der experimentellen Untersuchungen zum Tragverhalten von Betondübeln findet seit 1992 an der Universität der Bundeswehr in München statt. Im Rahmen eines Versuchsberichtes /4.14/ wird über 2 Standard Push-Out-Versuche mit geschlossenen Ausnehmungen (*Perfobond*) mit Durchmessern von 100 mm berichtet. In /4.15/ werden 2 Versuche mit großen offenen Betondübeln, die jeweils gegenüberliegend in die Flansche eines I-Trägers eingebracht sind, in einem Versuchsaufbau als einbetonierter Stützenfuß geschildert. Zusätzlich werden zwei Trägerversuche mit der gleichen Dübelanordnung (Bild 4.11) dokumentiert.

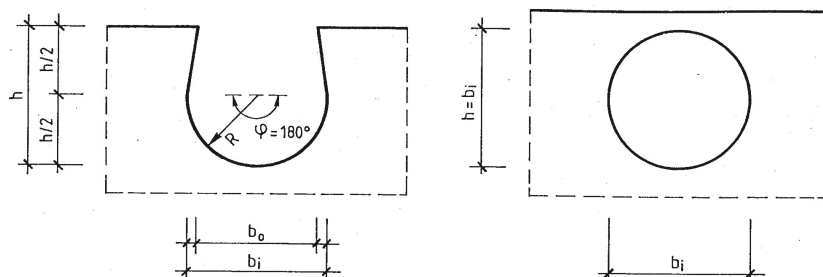
**Tabelle 4.3** Parameter der experimentellen Untersuchungen zu großen Betondübeln

Nr	Versuchs- serie		$f_{cm,cube}$	$b_i$	$b_o$	$b_a$	$t_w$	$A_{sq1}$	Bemerkungen	Bezeichnungen	
			N/mm <sup>2</sup>	mm	mm	mm	mm	cm <sup>2</sup>	-		
12	/4.14/	VK 1	42,0	100,0	0	50	26	5,56	Perfobond		
13		VK 2	32,8	100,0	0	50	26	5,56			
14	/4.15/	V 1	34,8	100,0	80	70	20	4,91	Stützenfuß		
15		V 2	37,2	100,0	80	70	20	4,91			
16		B 1	38,7	100,0	80	100	10	4,02	Biegeträger		
17		B 2	39,2	100,0	80	100	10	4,02			



**Bild 4.11** Liegende Betondübel im Flansch eines Stahlprofils

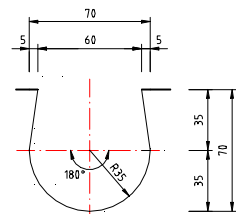
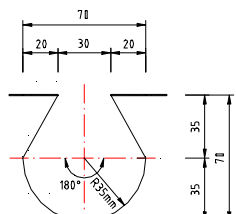
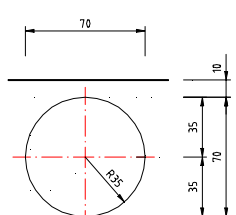
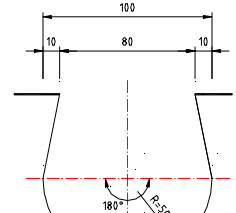
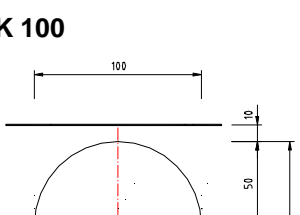
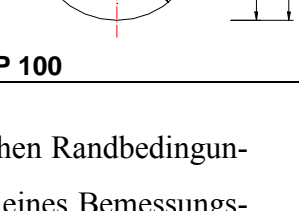

Eine wesentliche Arbeit zum Tragvermögen und Verformungsverhalten von Betondübeln liegt mit /4.16/ vor. Im Rahmen der Weiterentwicklung dieses Verbundmittels wurde ein umfangreiches, experimentelles Forschungsprogramm für offene und geschlossene Betondübel mit mittleren Ausnehmungsbreiten bis 70 mm und mit großen Ausnehmungsbreiten bis 100 mm durchgeführt. Bei den insgesamt 42 Push-Out-Versuchen wurden neben der Dübelgeometrie auch die Betongüte und der im Bereich der Dübeleinflusszone vorliegende Bewehrungsgrad als Parameter variiert. Das wesentliche Merkmal der Versuchsreihe zu Betondübeln mit mittleren und großen Ausnehmungsbreiten liegt in der einheitlichen Formgebung der Aussparungen entsprechend Bild 4.12. Die geschlossenen Betondübel weisen einen kreisförmigen Querschnitt auf, und die offenen Betondübel verfügen über einen tropfenförmigen Querschnitt, der im unteren Bereich durch eine Kreisform beschrieben wird und zum Stegblechrand hin unterschiedlich große Öffnungen aufweist.



**Bild 4.12** Geometrie der mittelgroßen und großen Betondübel /4.16/

Von besonderer Bedeutung für eine umfassende Beantwortung der Frage nach dem Tragverhalten von Betondübeln sind die Versuche, die unterschiedliche Beanspruchungszustände des Betongurts abbilden. Diese wurden anhand von modifizierten Standardabscherversuchskörpern durchgeführt. In diesem Zusammenhang belegen die Versuche unter Längszug, dass Betondübel auch im Bereich negativer Biegemomente mit gerissenem Betongurt keine nennenswerte Abminderung des Tragvermögens aufweisen. Die Prüfkörper unter einer Querbiegebungsbeanspruchung zeigen gegenüber dem Mittelwert ein um ca. 35 % höheres Tragvermögen, gleichzeitig zeichnet sich eine deutlich höhere Anfangssteifigkeit und ein günstigeres Verformungsvermögen ab. Diese Effekte sind auf den Einfluss der Reibungskomponenten infolge der Querbiegung zurückzuführen.

**Tabelle 4.4** Versuchsparameter zum Trag- und Verformungsvermögen von Betondübeln nach Wurzer /4.16/

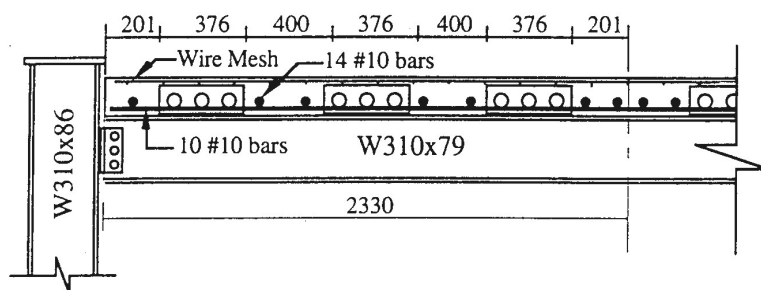
Nr	Versuchs- serie		$f_{cm,cube}$	$b_i$	$b_o$	$b_a$	$t_w$	$A_{sq1}$	Bemerkungen	Typen-Bezeichnungen					
			N/mm <sup>2</sup>	mm	mm	mm	mm	cm <sup>2</sup>	-						
1	SD1	K2	40,5	70	60	230	10	0,00							
2		K3						1,13							
3		K4						2,26							
4		K5			2,01										
5		K6			0,00										
6		K7													
7		K8	27,9	60		5									
8	SD1	K1B	35,5	70	60	230	10	0,00							
9		K2B						2,01							
10		K5B													
11	SD1	P1	39,8	70	0	230	10	0,00							
12		P2													
13		P3						1,13							
14		P4						2,26							
15		P5						2,01							
16	SD2	K1	42,3	70	60	230	10	0,00							
17		K2													
18		K3						1,13							
19		K4						2,26							
20		K5						2,01							
21	SD2	K1B	52,9	70	60	230	10	0,00							
22		K2B													
23		K3B						1,13							
24		K4B						2,26							
25		K5B						2,01							
26	SD2	P1	53,2	70	0	230	10	0,00							
27		P2													
28		P3						1,13							
29		P4						2,26							
30		P5						2,01							
31	SD3	KQB1	35,5	70	60	230	10	0,00	Querbiegung 19 kNm/m						
32		KQB2													
33		KQZ1	31,7											2,01	Querzug
34		KQZ2													
35		KQZ3													
36	SD4	K1	27,9	100	80	200	15	0							
37		K2			0										
38	SD4	P1													
39		P2													
40	SZ1	K1	31,7	70	60	230	10	0	Zuggurt						
41		K2													

Aufgrund einer großen Anzahl von Versuchen mit identischen geometrischen Randbedingungen liegt eine aussagekräftige statistische Grundgesamtheit zur Ableitung eines Bemessungsmodells unter Berücksichtigung der Einflussparameter vor.



#### 4.2.4 Kanadische Versuche mit Dübelleisten

Weitere Publikationen zu experimentellen Untersuchungen zum Trag- und Verformungsverhalten von Dübelleisten mit runden Ausnehmungen liegen mit /4.18/-/4.23/ aus Kanada von der Universität Saskatchewan vor. Im Rahmen dieses Forschungsprogramms wurden 56 Push-Out-Versuche und 6 Trägerversuche mit einer segmentweisen Anordnung von Dübelleisten gemäß Bild 4.13 mit Durchmessern von 50 mm nach dem Vorbild der *Perfobond*-Leiste durchgeführt. Als Versuchsparameter wurden neben der Betongüte die Anzahl der Löcher pro Segment und der Bewehrungsgrad in der unmittelbaren Umgebung der Ausnehmungen variiert.



**Bild 4.13** Segmentweise Anordnung von Perfobond-Leisten /4.23/

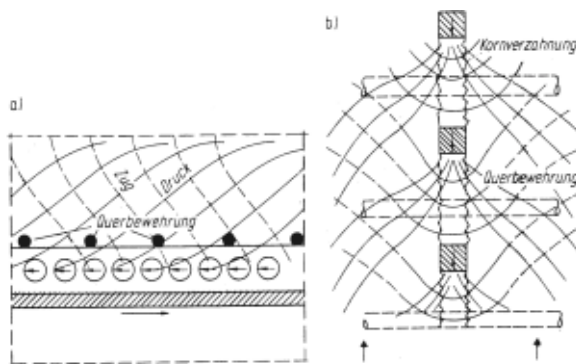
Bei annähernd allen Versuchen trat ein Versagen durch Spalten des Betongurts oberhalb der Dübelleisten oder durch lokale Ausbrüche an den belasteten Stirnflächen der Dübelleisten auf. Das Tragvermögen wies keine signifikante Abhängigkeit von der Anzahl der Aussparungen auf. Basierend auf den Versuchsergebnissen wurde eine halbempirische Bemessungsgleichung abgeleitet. Ein wesentliches Merkmal dieser Ausführungsvariante liegt in der Tatsache, dass in einem Segment mit der relativ steifen Stirnfläche und den flexiblen Ausnehmungen zwei Elemente mit unterschiedlichen Verformungseigenschaften kombiniert worden sind, wodurch die lokalen Ausbrüche begünstigt werden konnten. Weiterhin binden die Dübelleisten sehr tief in die Gurtplatten ein. In Verbindung mit einem verhältnismäßig geringen Bewehrungsgehalt über den Dübelsegmenten erscheint das Spalten der Gurtplatten plausibel. Aufgrund der von neueren Konzeptionen abweichenden Entwurfparameter werden die Ergebnisse dieser Versuchsreihe nicht in die Gesamtauswertung einbezogen.

Über weitere Trägerversuche mit Leistengeometrien, die an die Anlehnung an /1.15/ ausgeführt waren, wird in /4.24/ berichtet. Ein Versuchsprogramm zur *Perfobond*-Leiste findet derzeit an der Universität Darmstadt statt. Mit einer Veröffentlichung ist in absehbarer Zeit zu rechnen.

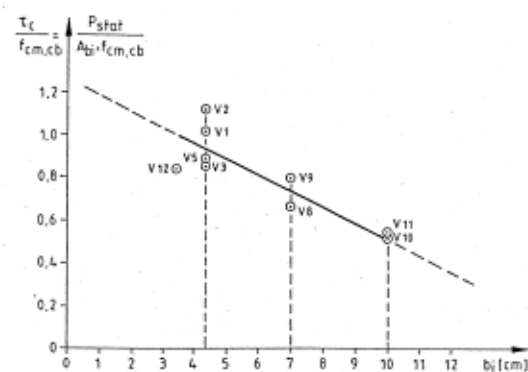
### 4.3 Mechanische Modelle zur Beschreibung der Versagensformen

#### 4.3.1 Dübelabschermodell

Die Bemessungsverfahren für die *Perfobond*-Leiste und die *Kombi*-Verdübelung bauen auf der Grundlage des sogenannten Dübelabschermodells auf. Dieses geht davon aus, dass das Versagen des Verbundmittels auf einem zweiseitigen Abscheren des Betonkörpers in den Stegaussparungen basiert (Bild 4.14). Erstmalig wurde dieses Modell zur Beschreibung des Tragverhaltens der *Perfobond*-Leiste entwickelt. Anhand der Versuche mit offenen und größeren Ausnehmungen konnte festgestellt werden, dass dieses Konzept das Tragverhalten nicht in allgemeingültiger Form beschreibt.



**Bild 4.14** Mechanisches Modell nach /4.2/



**Bild 4.15** Regression für Kombi-Dübel /4.13/

Zur Anpassung des Bemessungsformates an die experimentellen Erkenntnisse wurde ein mittels einer Regressionsanalyse abgeleiteter Korrekturfaktor  $f_m$  eingeführt (Bild 4.15), der linear abhängig von der Breite des Dübels ist. In allgemeiner Form lässt sich als rechnerische Beziehung formulieren ( $A_{bi}$  = Fläche der Ausnehmung):

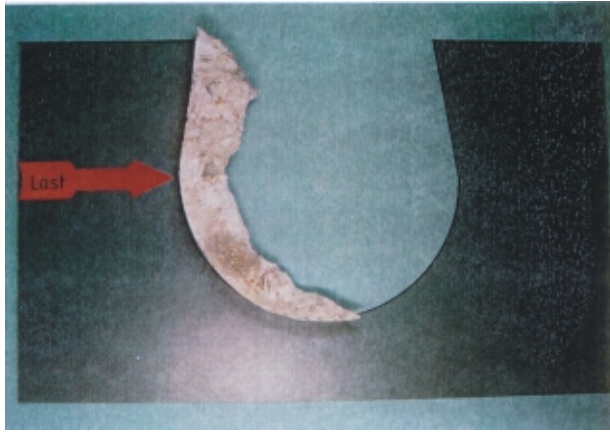
$$D_{dü} = f_m \cdot 2 \cdot A_{bi} \cdot \beta_{WN} = f_m \cdot 2 \cdot A_{bi} \cdot 1,31 \cdot f_{ck} \quad \text{Gl. 4.1}$$

Ausgehend von den experimentellen Ergebnissen ist diese Gleichung in den verschiedenen Zulassungsbescheiden und Veröffentlichungen in modifizierter Form wiederzufinden. Auf dieser Grundlage basiert auch das Bemessungsverfahren in der aktuellen bauaufsichtlichen Zulassung für die Kombiverdübelung /1.17/; /4.26/-/4.30/

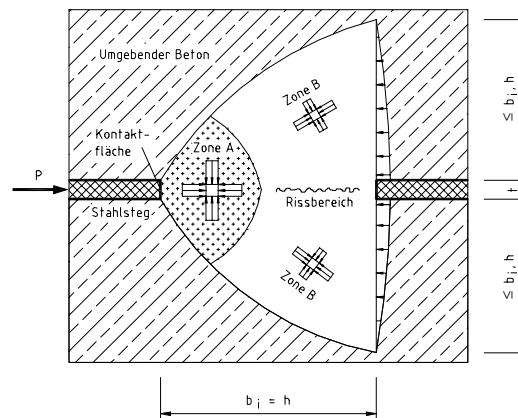
#### 4.3.2 Betondübelmodell

In /4.16/ wird ein alternatives Berechnungsverfahren zur Beschreibung der komplexen Zusammenhänge des Tragverhaltens von Betondübeln hergeleitet und erläutert. Dieses geht von einer Begrenzung der Tragfähigkeit des Betondübels durch die ertragbare Teilflächenpressung des Betons unter mehrachsiger Beanspruchung aus /4.17/. Anhand von Beobachtungen am

freigelegten Betondübel nach Abschluss eines Push-Out-Versuches konnte nachgewiesen werden, dass im unmittelbaren Kontaktbereich zwischen Stahlfläche und Beton ein hochbeanspruchter Bereich vorliegt, in dem der Beton durch die einschnürende Wirkung des umgebenden Betons einem nahezu hydrostatischen Spannungszustand ausgesetzt war (Bild 4.16).



**Bild 4.16** Verdichteter Beton in der Leibungsfläche



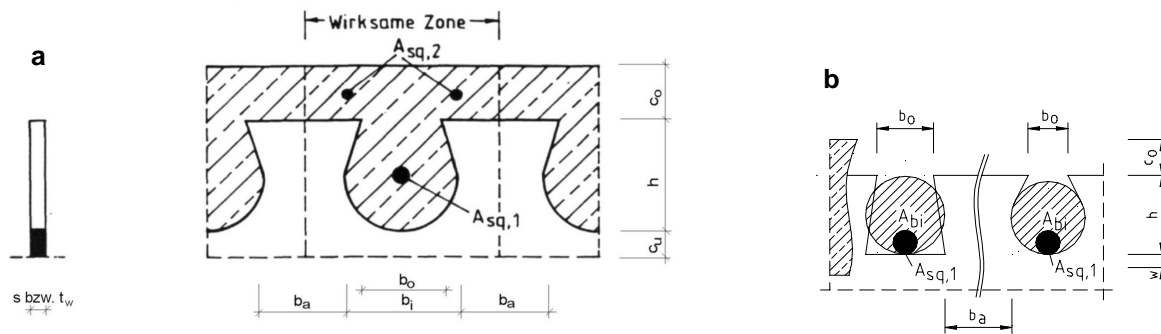
**Bild 4.17** Beanspruchte Bereiche nach Wurzer /4.16/

Das Betondübelmodell nach Bild 4.17 beschreibt das Tragverhalten dieses Verbundmittels durch einzelne Zonen im lokalen Bereich, in denen der Beton unterschiedlichen Beanspruchungen ausgesetzt ist. Die Zone A stellt den hochbeanspruchten Bereich mit einem nahezu hydrostatischen Spannungszustand dar, der durch die Einschnürungswirkung des umgebenden Betons aufrechtgehalten wird. Die Zone B beschreibt den Lastausbreitungsbereich, in dem die hohe Beanspruchung aus der Zone A auf den umgebenden Beton weitergegeben wird. Ausgehend von der Vorstellung des Verlaufs der Spannungstrajektorien liegen in diesem Bereich senkrecht zur Ausbreitung der Druckkomponenten Zugspannungen vor, die in der Dübelachse zur Rissbildung führen können. Diese Querkzugkräfte werden durch die Bewehrung im Betondübel und im umliegenden Bereich aufgenommen. Das wesentliche Merkmal des Bemessungsformates, das aus dem Betondübelmodell abgeleitet wurde, liegt darin, dass als geometrische Größe die Dübelhöhe, an der sich in der Kontaktfläche die Zone A ausbildet, als linearer Faktor eingeht. Die anhand der unterschiedlichen mechanischen Modelle entwickelten Nachweisformate sind in den Tabellen 4.5 und 4.6 gegenübergestellt.

### 4.3.3 Scherwiderstand des Stahlkörpers zwischen zwei Betondübeln

Als ein weiteres Versagenskriterium kommt ein Schubversagen des kleinsten Stahlquerschnitts zwischen zwei benachbarten Ausnehmungen in Betracht. Der Nachweis wird in allen vorliegenden Arbeiten über einen Vergleich der maximalen Scherbeanspruchung in einem kritischen Schnitt und einem ausreichenden Schubwiderstand aus  $\tau_{Rd} = f_{y,d} / \sqrt{3}$  geführt.

### 4.3.4 Zusammenstellung der Bemessungsformate für Betondübel



**Bild 4.18** Bezeichnungen zu den Bemessungsformaten für Betondübel

**Tabelle 4.5** Bemessungsformate für Betondübel (Bezeichnungen nach Bild 4.18 a)

	<b>Dübel-Abscher-Modell /1.17/</b>	<b>Betondübelmodell /4.16/</b>
Normungs-Grundlage	Richtlinie für die Bemessung und Ausführung von Stahlverbundträgern (Ausgabe März 1981)	Eurocode 4
Dübelbeanspruchbarkeit	$D_{vk} = \kappa \cdot f_d \cdot A_{bi} \cdot \beta_{WN} < 0,7 \cdot s \cdot b_a \cdot \beta_{sa}$ $\kappa = \frac{s}{0,15 \cdot b_i} \leq 1$ $f_d = 1,7 - 0,08 \cdot b_i [-]$ mit $b_i$ in cm	$P_{Rd} = \eta \cdot f_{ck} \cdot h \cdot t_w \cdot 1/\gamma_v < 0,7 \cdot f_{yk} \cdot b_a \cdot t \cdot 1/\gamma_v$ $\eta = 6,4 + 0,05 \cdot (100 - h) \cdot (0,5 + \sqrt[5]{b_o/b_i})$ $\eta \leq 12,5 \cdot \sqrt{40 / f_{cm, cube}}$
Bedingungen	$s \geq 8,0 \text{ mm}$ ; $s/b_i \geq 0,15$	$6 \text{ mm} \leq t_w \leq 20 \text{ mm}$ ; $t_w/h \leq 0,15$
Gültigkeitsbereich	$0,5 \leq b_o/b_i \leq 0,9$ $35 \leq b_i \leq 100 \text{ [mm]}$ $c_u \geq 0,3 \cdot h$ für $b_i \leq 70 \text{ mm}$ $c_u \geq 0,25 \cdot h$ für $b_i > 70 \text{ mm}$ $c_o \geq h$	$0 \leq b_o/b_i \leq 0,8$ $35 \leq h \leq 100 \text{ [mm]}$ $c_u \geq 0,3 \cdot h$ für $b_i \leq 70 \text{ mm}$ $c_u \geq 0,25 \cdot h$ für $b_i > 70 \text{ mm}$ $c_o \geq h$

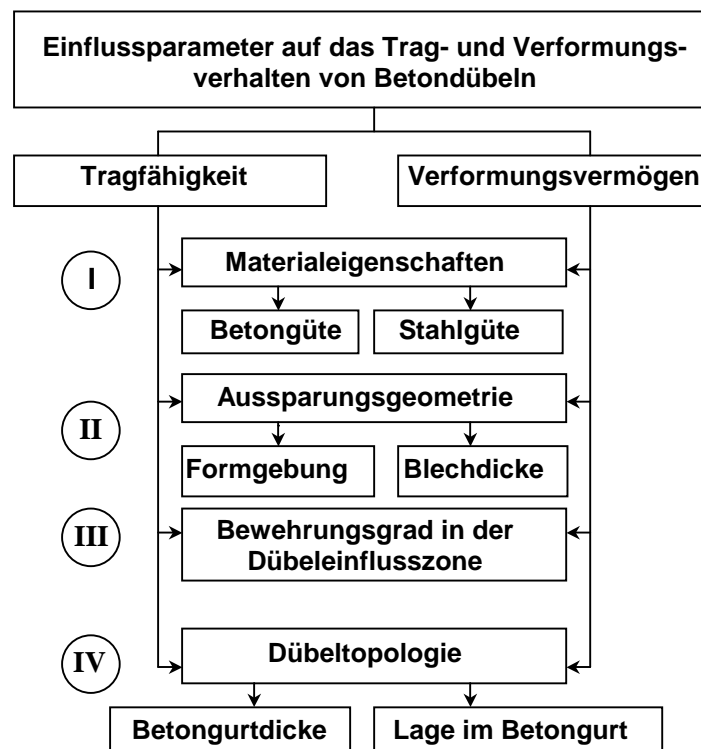
**Tabelle 4.6** Bemessungsformate für Perfond-Leiste und Kombiverdübelung (Bild 4.18 b)

	<b>Perfobond-Leiste /1.15/</b>	<b>Kombiverdübelung /1.16/</b>
Dübelbeanspruchbarkeit	$\max D = 1,0 \cdot b_i^2 \cdot \beta_{WN} < 0,7 \cdot t_w \cdot b_a \cdot \beta_{sa}$ Erhöhung um 25% wenn Querbewehrung in allen Löchern eingebracht wird.	$\max D = 0,9 \cdot d^2 \cdot \beta_{WN} < 0,7 \cdot t_w \cdot b_a \cdot \beta_{sa}$ $d = \sqrt{\frac{4 \cdot A_i}{\pi}}$ $A_i$ : einschreibbarer Kreis
Bedingungen	Variante 1: [mm] $t_w = 12$ ; $b_i = 35$ $b_a = 15$ ; $h = 60$	Variante 2: [mm] $t_w = 14$ ; $b_i = 40$ $b_a = 20$ ; $h = 65$

## 5. Experimentelle Untersuchungen zum Trag- und Verformungsvermögen von Betondübeln unter vorwiegend ruhender Belastung

### 5.1 Einflussfaktoren

Eine systematische Zusammenstellung der Einflussfaktoren auf das Trag- und Verformungsvermögen von Betondübeln ist in Bild 5.1 wiedergegeben. Im Mittelpunkt der bisherigen experimentellen Untersuchungen zur Betondübeltechnologie stand neben den Materialeigenschaften der verwendeten Werkstoffe die Fragestellung nach dem Einfluss der Dübelgeometrie, gekennzeichnet durch die Formgebung der Ausnehmungen und die zugrundeliegende Blechdicke, und der Anordnung von Bewehrung in der Dübelöffnung, bzw. der unmittelbaren Umgebung eines Betondübels. In Bezug auf die Baustoffe beschränkt sich das Spektrum auf Normalbetone der Festigkeitsklassen C 16/20 bis C 35/45; die Profilstähle sind den Stahlsorten S 235 und S 355 zuzuordnen. Die verwendete Bewehrung entspricht einer Betonstahlsorte B 500 S. Zur Aussparungsgeometrie, als deren wesentliches Merkmal eine Unterscheidung nach offenen und geschlossenen Betondübeln zu nennen ist, liegt ein experimentell abgesicherter Bereich mit annähernd gleichen Proportionen von Höhe zu Breite in einer Größenordnung zwischen 35 und 100 mm vor. Die zentrale Erkenntnis liegt darin, dass mit zunehmenden Dübelabmessungen größere Tragfähigkeiten mit einer höheren Duktilität erreicht werden. Zum Einfluss der Blechdicke kann festgestellt werden, dass das Tragvermögen durch die ertragbare Teilflächenpressung des Werkstoffs Beton beschränkt wird.



**Bild 5.1** Schematische Aufstellung der Einflussparameter auf das Trag- und Verformungsvermögen von Betondübeln

Unter dem Gesichtspunkt des wirksamen Bewehrungsgehalts in der Dübeleinflusszone kann qualitativ eine günstige Tendenz auf die Traglast und das Verformungsvermögen festgestellt werden. Eine rechnerische Berücksichtigung dieser Reserven ist nach den vorliegenden Bemessungsansätzen durch einen pauschalen Faktor an eine Bewehrungsanordnung entsprechend dem experimentell abgesicherten Spektrum gebunden.

Weitgehend ungeklärt ist nach dem bisherigen Stand der Forschung der Einfluss der Dübeltopologie. Einerseits liegen im Rahmen der unterschiedlichen Versuchsreihen Ergebnisse für verhältnismäßig dicke Gurtplatten mit Abmessungen zwischen 18 und 30 cm vor, andererseits waren die Betondübel exzentrisch, in ihrer Lage mehr zum unteren Plattenrand hin orientiert. Eine adäquate Größe zur Beschreibung der Dübeltopologie lässt sich in der Betondeckung unter dem Dübelfuß, definiert als minimaler Abstand zwischen dem Ausklinkungsgrund und der Betonoberfläche, finden. Bei der überwiegenden Anzahl der dokumentierten Push-Out-Versuche liegt dieser Wert unterhalb von einem Drittel der Dübelhöhe. Eine wesentliche Beobachtung aus den Versuchen nach /4.3/, /4.4/, /4.20/ und /5.1/ liegt in der Rissbildung auf den Innenseiten der Gurtplatten. Zunächst stellen sich im unmittelbaren Bereich der Maximallast horizontale Risse wenige Zentimeter oberhalb der Lage eines Dübels ein. Diese erweitern sich bei fortschreitendem Wegvorschub zu einem annähernd kegelförmigen Ausbruchskörper, der sich bei größeren Verformungen widerstandslos entfernen lässt (Bild 5.2).



**Bild 5.2** Ausbruch der Betondübel



**Bild 5.3** Ausbruchskörper nach Versuchsende

Eine Analyse der Bruchflächen (Bild 5.3) zeigt überwiegend gerissene Zuschlagkörner und nur in wenigen Fällen einen Bruch der Kontaktzone. Eine Interpretation des Ausbruchsverhaltens führt zu dem Schluss, dass durch den mehrachsig hochbeanspruchten Dübelbereich dieses Ausstanzen in Richtung der geringsten Betonüberdeckung initiiert wird. Im Umkehrschluss ist die notwendige Einschnürungswirkung zur Aufrechterhaltung des Lastniveaus nicht mehr vorhanden, so dass sich aus der Dübeltopologie ein Versagenskriterium ergibt.

## 5.2 Versuchsprogramm

### 5.2.1 Umfang und Intention des Versuchsprogramms

Der Umfang und die Konzeption des ergänzenden Versuchsprogramms dient aufbauend auf den bisherigen Forschungsaktivitäten zur Betondübeltechnologie vordergründig der gezielten Untersuchung einzelner Parameter, deren Einfluss auf das Trag- und Verformungsvermögen noch nicht hinlänglich geklärt ist. Die Benennung der Versuchsserien und Prüfkörper ist aus Gründen der Kontinuität an der bisher verwendeten, institutsinternen Systematik orientiert. In Erweiterung des in /4.16/ dokumentierten Erkenntnisstandes werden 24 durchgeführte Push-Out-Versuche mit Normalbeton, gegliedert in 6 Serien mit den Bezeichnungen SD5-SD10, dargestellt und erläutert. In der Nomenklatur deutet der erste Buchstabe einen Versuchsablauf zur Ermittlung des statischen Tragverhaltens an, der Zweite gibt an, dass die Verbundmittel im Bereich eines Beton-Druckgurtes angeordnet sind.

Unter den Seriennummern SD11 und SD12 sind jeweils 4 Einzelversuche mit variabler Ausnehmungsgeometrie unter Verwendung eines konstruktiven Leichtbetons, bzw. eines Hochleistungsbetons getestet worden. Die Intention dieser Serien liegt in der Fragestellung, ob sich für den Einsatz von Betondübeln auch im Bereich der Betone mit besonderen Eigenschaften ein Anwendungsgebiet erschließen könnte.

Die nachfolgende Tabelle 5.1 zeigt eine Zuordnung der Parameter, die als Gegenstand der Untersuchung anzusehen sind. Die ausgefüllte Signatur deutet an, dass der zugehörige Faktor innerhalb einer Serie variabel ist.

**Tabelle 5.1** Konstante und variable Parameter innerhalb der Versuchsserien (■ variabel; □ konstant)

Versuchsparameter		SD5	SD6	SD7	SD8	SD9	SD10	SD11	SD12
Betongüte		■	□	□	□	□	□	□	□
Dübelgeometrie	Höhe/Breite	□	□	□	□	□	□	■	■
	Proportion	□	□	□		□	□		
	Öffnung		□	□	■	□	□	■	■
	Blechdicke					□	□	□	□
Bewehrungsgrad		□	□	□	□	□	□	□	□
Dübeltopologie	Gurtdicke			■	□	□	□	□	□
	Betondeckung	□	□	■	□	□	□	□	□
Beanspruchung		■	■						

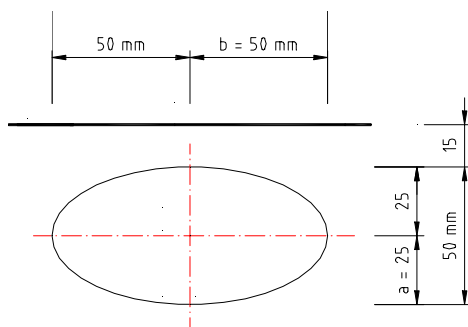
Im Mittelpunkt der Betrachtungen steht das Trag- und Verformungsverhalten von Betondübeln, bei denen als Versagensform ein Bruch des Betons in der Umgebung der Aussparungen maßgeblich ist. Unter dieser Voraussetzung sieht die Konzeption der Versuchskörper eine Ausbildung der Ausnehmungen in einem gegenseitigen Abstand vor, dass ein Abscheren des dazwischen liegenden Stahlquerschnitts wirkungsvoll ausgeschlossen werden kann.



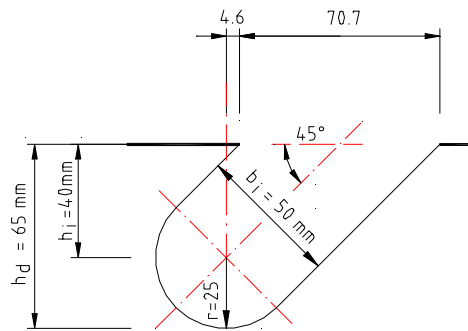
## 5.2.2 Geometrische Rahmenbedingungen der Betondübel und Gurtplatten

Die Darstellungen und Erläuterungen dieses Abschnitts beziehen sich auf den lokalen Bereich eines einzelnen Betondübels und die zugehörigen Abmessungen des Betongurts in der unmittelbaren Umgebung. Eine vollständige Dokumentation der Prüfkörper und der verwendeten Stahlkomponenten ist in Form von Fertigungsplänen im Anhang A aufgeführt.

Im Rahmen der Versuchsserien SD5, SD6 und SD7 soll der Einfluss der Ausnehmungsgeometrie auf das Tragverhalten analysiert werden. Bei den elliptischen Betondübeln der Serie SD5 gemäß Bild 5.4, deren Ellipsenparameter  $a$  und  $b$  so gewählt sind, dass die Breite der doppelten Höhe entspricht, steht die Frage im Vordergrund, ob durch die ausgeprägte Kammerung der hochbeanspruchten Zone ein günstigeres Trag- und insbesondere Verformungsverhalten gegenüber einem kreisförmigen, geschlossenen Betondübel erzielt werden kann.



**Bild 5.4** Elliptische Ausnehmung (KE)



**Bild 5.5** Sägezahnförmige Ausnehmung (KE)

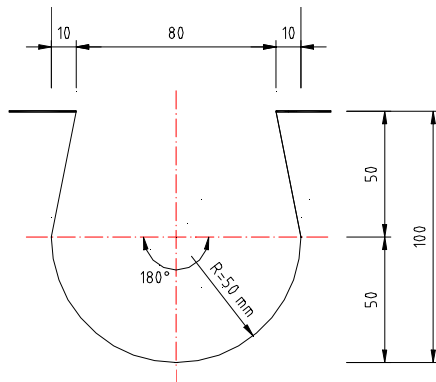
Die sägezahnförmige Ausnehmung gemäß Bild 5.5 stellt gegenüber den bisherigen Untersuchungen einerseits aufgrund der unterschiedlichen Proportionen von Höhe und Breite sowie andererseits wegen der großen Öffnungsbreite, die der maximalen Dübelbreite entspricht, eine Neuerung dar. Die Hinterschneidung zur Abhebesicherung wird bei dieser Geometrie durch die Neigung der Dübelachse gewährleistet.

Die Versuchsserien SD5 und SD6 umfassen jeweils 5 gleichartige Versuche, von denen die Prüfkörper 4 und 5 über eingelassene Hüllrohre mittels Spanngliedern mit einer Kraft von 500 kN pro Gurtplatte längsvorgespannt sind. Diese Modifikation des Standardversuchs dient einer Simulation des Dübeltragverhaltens im Bereich positiver Biegemomente, in denen der Betongurt einer Druckbeanspruchung ausgesetzt ist.

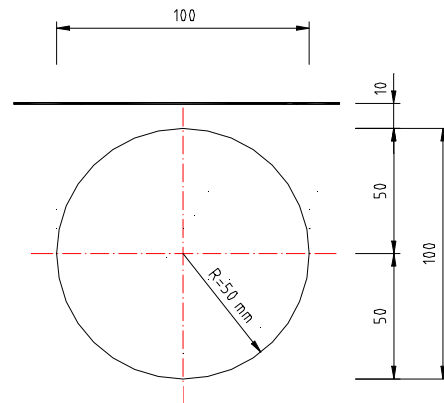
Unter Verwendung von sägezahnförmigen Ausnehmungen ist die Versuchsserie SD7 zur gezielten Untersuchung der Dübeltopologie konzipiert. Mit Gurtplattendicken zwischen 14 und 18 cm wird gezielt das Maß der Betondeckung unter dem Dübelfuß betrachtet.



Die Versuchserie SD8 betrachtet das Trag- und Verformungsverhalten von großen Betondübeln mit einer Aussparungsbreite von 100 mm (Bilder 5.6 und 5.7) in verhältnismäßig schlanken Gurtplatten mit einer Dicke von 18 cm. Zur Untersuchung der Versagensform eines kegelförmigen Ausbruchskeils sind die Betondeckungen unter dem Dübelfuß auf 4 cm dimensioniert.

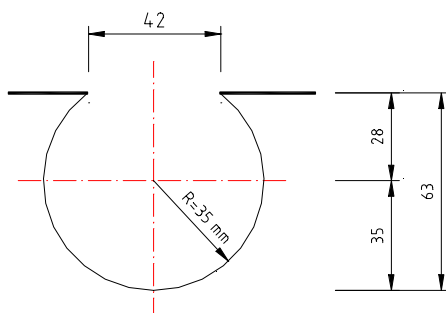


**Bild 5.6** Offene Ausnehmung (K100)

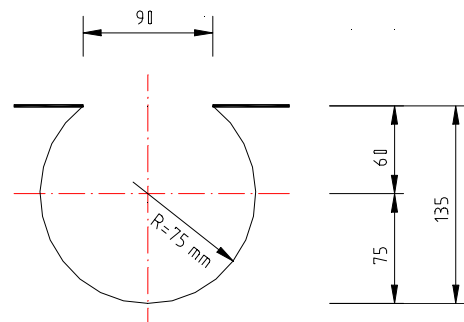


**Bild 5.7** Geschlossene Ausnehmung (P100)

Gegenstand der Serien SD9 und SD10 ist die experimentelle Bestätigung der Eignung einer kreisförmigen Ausnehmung, die in der Art am Rand eines Bleches eingebracht wird, dass ein Segment zum Vollkreis fehlt, und somit eine Öffnung verbleibt (Bilder 5.9 und 5.10). Der Vorteil dieser Ausnehmung liegt in einer kostengünstigen Fertigung, da diese Form nach den heutigen technischen Möglichkeiten maschinell gestanzt bzw. gebohrt werden kann.



**Bild 5.8** Offene Ausnehmung



**Bild 5.9** Offene Ausnehmung

Beiden Dübeltypen liegt eine Blechdicke von 8 mm zugrunde, die Serie SD10 repräsentiert gemäß Bild 5.9 den größten Betondübel, der bisher untersucht worden ist. Ein weiteres Kriterium dieser Versuchsreihen liegt in einer im Verhältnis zur Dübelhöhe relativ schlanken Gurtplattendicke. Die Versuchsserien SD9 und SD10 umfassen jeweils 3 identische Push-Out-Körper, um im Hinblick auf eine statistische Analyse ein Maß für die Streuung von experimentellen Prüfergebnissen zu erhalten. Die geometrischen Rahmenbedingungen sind in nachfolgender Tabelle 5.2 zusammengestellt.

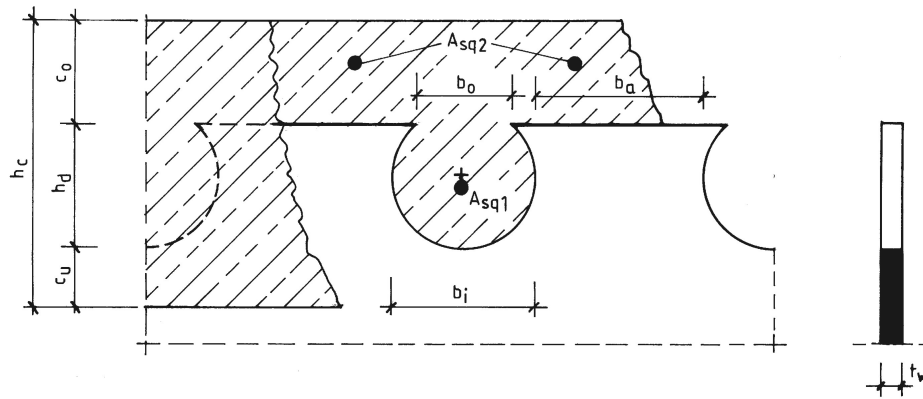


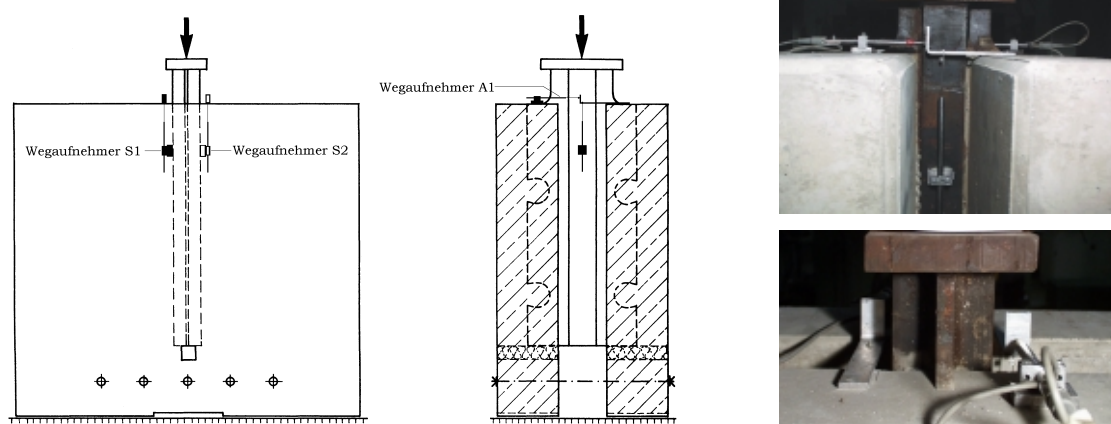
Bild 5.10 Bezeichnungen

Tabelle 5.2 Geometrische Größen

Nr	Versuchs- serie	$f_{cm}$	$b_i$	$b_o$	$h_d$	$t_w$	$h_c$	$c_o$	$c_u$	$b_a$	$A_{sq1}$	Bew
		N/mm <sup>2</sup>	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	cm <sup>2</sup>	-
1	SD5	KE1	29,7	100	0	50	10	180	105	25	200	2,26 2 Ø12
2		KE2	29,7	100	0	50	10	180	105	25	200	2,26 2 Ø12
3		KE3	29,7	100	0	50	10	180	105	25	200	2,26 2 Ø12
4		KE4	34,9	100	0	50	10	180	105	25	200	2,26 2 Ø12
5		KE5	34,9	100	0	50	10	180	105	25	200	2,26 2 Ø12
6	SD6	KA1	37,1	70,7	70,7	65	10	180	90	25	229	1,13 1 Ø12
7		KA2	37,1	70,7	70,7	65	10	180	90	25	229	1,13 1 Ø12
8		KA3	37,1	70,7	70,7	65	10	180	90	25	229	1,13 1 Ø12
9		KA4	37,1	70,7	70,7	65	10	180	90	25	229	1,13 1 Ø12
10		KA5	37,1	70,7	70,7	65	10	180	90	25	229	1,13 1 Ø12
11	SD7	KA6	22,8	70,7	70,7	65	10	180	90	25	229	1,13 1 Ø12
12		KA7	22,8	70,7	70,7	65	10	140	50	25	229	1,13 1 Ø12
13		KA8	22,8	70,7	70,7	65	10	160	70	25	229	1,13 1 Ø12
14		KA9	22,8	70,7	70,7	65	10	180	70	45	229	1,13 1 Ø12
15		KA10	22,8	70,7	70,7	65	10	160	50	45	229	1,13 1 Ø12
16	SD8	K1	30,6	100	80	100	15	180	40	40	200	1,13 1 Ø12
17		P1	30,6	100	0	100	15	180	40	40	200	1,13 1 Ø12
18		P2	30,6	100	0	100	15	180	40	40	200	1,13 1 Ø12
19	SD9	R1	29,0	70	42	63	8	140	47	30	230	1,13 1 Ø12
20		R2	29,0	70	42	63	8	140	47	30	230	1,13 1 Ø12
21		R3	29,0	70	42	63	8	140	47	30	230	1,13 1 Ø12
22	SD10	R1	22,3	150	90	135	8	220	45	40	150	2,01 1 Ø16
23		R2	22,3	150	90	135	8	220	45	40	150	2,01 1 Ø16
24		R3	22,3	150	90	135	8	220	45	40	150	2,01 1 Ø16
25	SD11	K1	26,7	70	60	70	10	180	70	40	230	1,13 1 Ø12
26		P1	26,7	70	0	70	10	180	70	40	230	1,13 1 Ø12
27		K2	26,6	100	80	100	15	200	60	40	200	2,01 1 Ø16
28		P2	27,0	100	0	100	15	200	60	40	200	2,01 1 Ø16
29	SD12	K1	73,0	70	60	70	10	180	80	30	230	2,01 1 Ø16
30		P1	73,0	70	0	70	10	180	80	30	230	2,01 1 Ø16
31		K2	73,0	100	80	100	15	220	82	38	200	4,91 1 Ø25
32		P2	73,0	100	0	100	15	220	82	38	200	4,91 1 Ø25

### 5.2.3 Technischer Versuchsablauf

Die Herstellung der Versuchskörper erfolgte in Anlehnung an den Abschnitt 10 des Eurocode 4 /1.3/. Das Betonieren der Gurtplatten fand in horizontaler Lage mit einem zeitlichen Abstand von 7 Tagen mit anschließender Lagerung bis zum Versuch an der Luft statt. Die verwendeten Betonmischungen basierten annähernd auf der Regelsieblinie A<sub>16</sub>, die Festigkeitsentwicklung wurde anhand von Würfeln der Kantenlängen 150 mm unter den Lagerungsbedingungen nach DIN 1048 kontrolliert. Der Zeitpunkt der Versuchsdurchführung hängt im wesentlichen von der Forderung ab, dass in beiden Gurtplatten annähernd die gleiche Betonfestigkeit vorliegen sollte. Als Grundlage für die Versuchsauswertung wurde am Tag des Versuches die mittlere Betonfestigkeit mit mindestens 3 Würfeln pro Gurtplatte ermittelt. Die Prüfkörper wurden auf einem Quarzsandbett gelagert in die Prüfmaschine eingebaut, um im Versuch eine gleichmäßige Pressung auf die Auflagerflächen sicherstellen zu können. Weiterhin sah der Versuchsaufbau eine Fixierung der Gurtplatten mittels durchgesteckter Zugstangen vor.

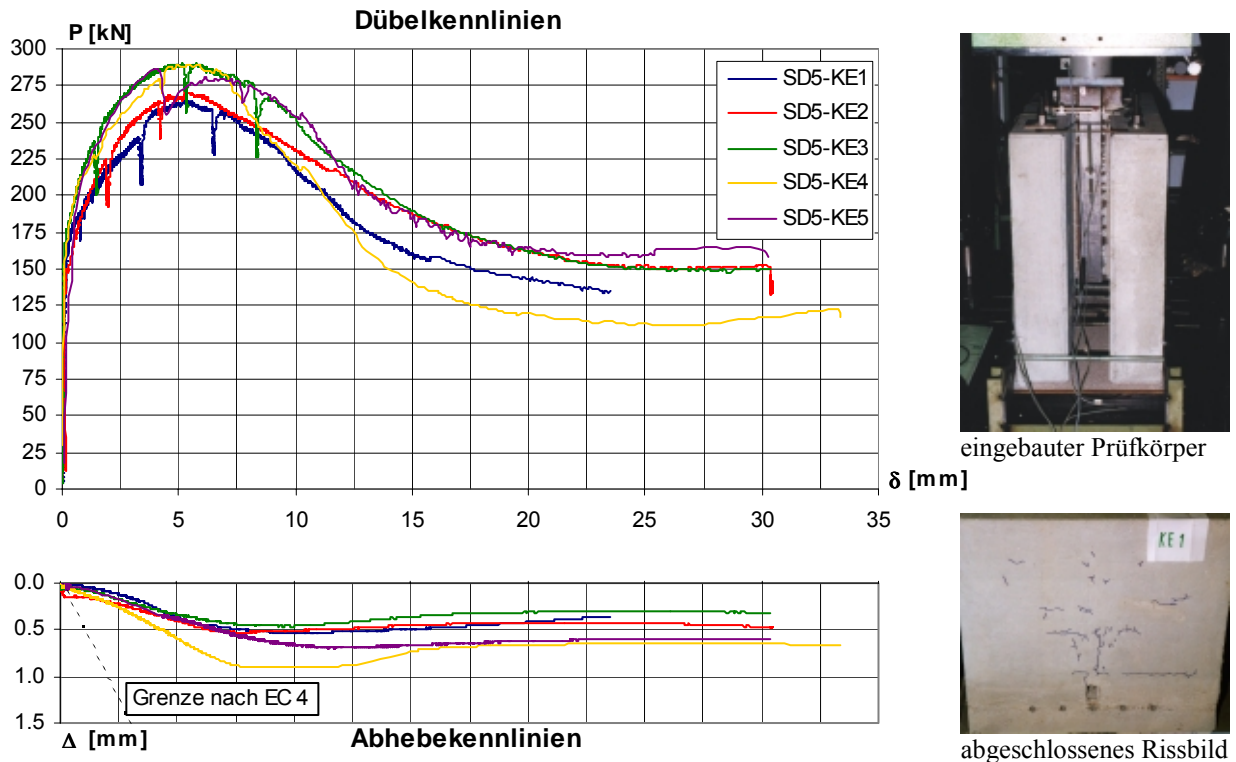


**Bild 5.11** Anordnung und Bezeichnung der Messeinrichtungen

Zur Aufzeichnung der Relativverschiebungen zwischen dem Stahlprofil und den Gurtplatten wurden induktive Wegaufnehmer gemäß Bild 5.11 am Versuchskörper befestigt. Durch die Aufnehmer S1 und S2 konnte der mittlere Schlupf  $\delta$ , und durch A1 und A2 die mittlere gegenseitige Horizontalverschiebung der Gurte (zweifaches Abhebemaß  $\Delta$ ) gemessen werden. Im Rahmen der Versuchsdurchführung wurde nach einer dynamischen Vorbelastung (25 Lastspiele) mit einer Oberlast von 40 % der erwarteten Bruchlast zur Lösung des Haftverbundes der Versuch mit konstantem Wegvorschub mit einer Geschwindigkeit von  $1,0 \cdot 10^{-3}$  mm/s gefahren. Zur Ermittlung der quasistatischen Dübelkennlinie wurden in prägnanten Versuchsstadien, wie zum Beispiel dem Maximallastniveau, Haltepunkte mit einer Unterbrechung des Wegvorschubs in einem Zeitintervall von 20-30 Minuten eingelegt. Dadurch erreichte die reine Versuchsdauer für einen Push-Out-Körper eine Größenordnung von 2,5-3 Stunden.

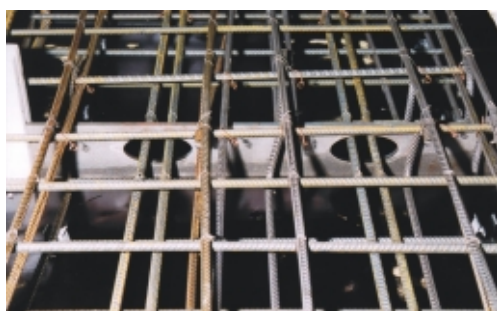
### 5.2.4 Versuchsauswertung

Versuchreihe SD5: Elliptische Ausnehmung



**Bild 5.12** Versuchsergebnisse der Serie SD5

Zur Darstellung der experimentellen Ergebnisse sind in Bild 5.12 die Dübelkennlinien der einzelnen Versuche und das Verhältnis zwischen den mittleren Abhebemaßen und dem zugehörigen Schlupf in Form von Abhebekennlinien aufgetragen. Bei einer kritischen Risslast von ca. 90-95% der Bruchlast und einer minimalen Rissbildung auf den Plattenaußenseiten lässt sich das Versagenskriterium bei einer Bewehrungsführung nach Bild 5.134 eindeutig im schollenartigen Ausbruch (Bild 5.14) in der Dübelumrisszone auf den Gurtinnenseiten identifizieren. Unabhängig von der aufgetragenen Längsvorspannung der Prüfkörper 4 und 5, die über eine höhere Betonfestigkeit verfügen, zeigt sich ein gleichartiges Last-Verformungsverhalten im üblichen Streubereich. Die offensichtliche Stabilisierung des Lastniveaus im Nachbruchbereich ist begründet durch den Kontakt zwischen dem Stegblech und der Querbewehrung.

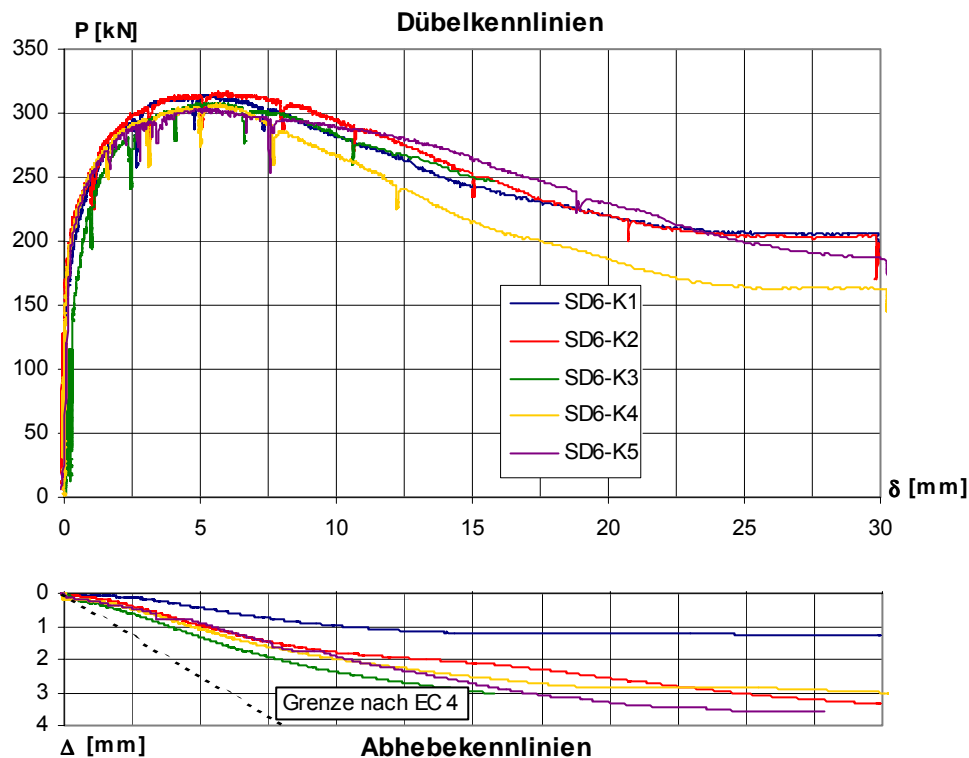


**Bild 5.13** Bewehrungsführung



**Bild 5.14** Ausbruch mit Ausbruchschollen



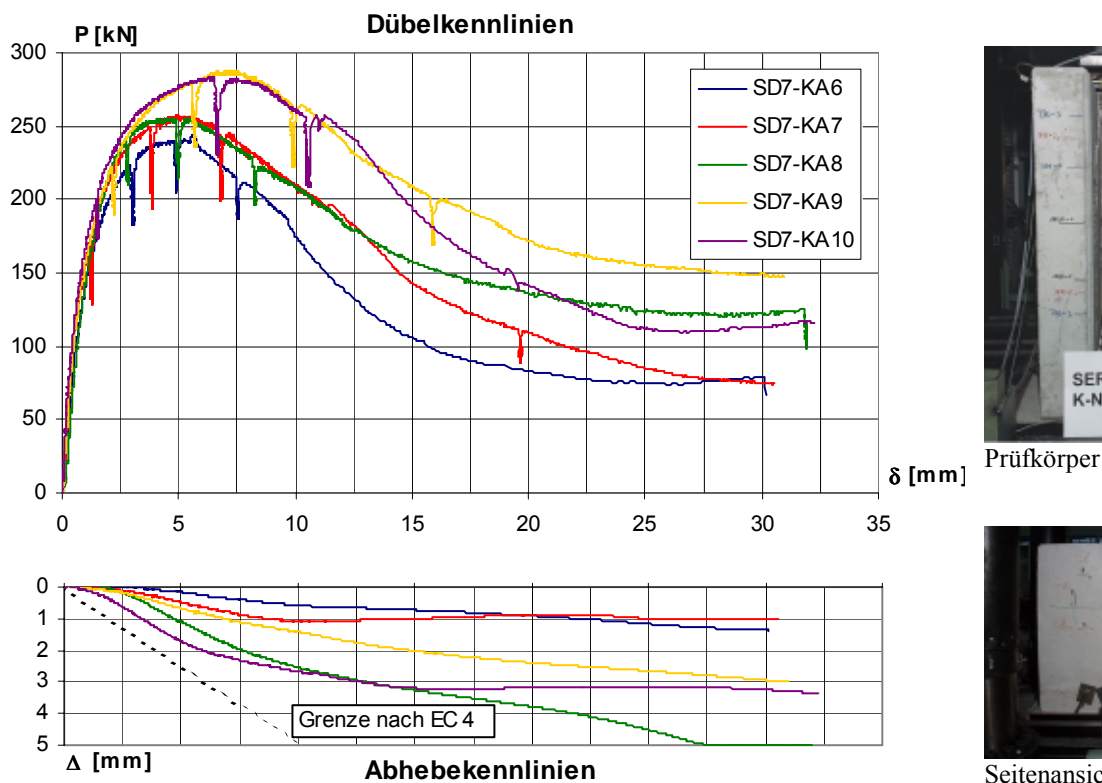
*Versuchsreihe SD6: Sägezahnförmige Ausnehmung***Bild 5.15** Versuchsergebnisse der Serie SD 6

In vergleichender Betrachtung zur vorangegangenen Versuchsreihe liegt ebenfalls ein durch Rissbildung auf der Innenseite angekündigtes Versagensbild infolge eines Ausbruches in der Dübelumrissfläche nach Bild 5.16 vor. Die kritischen Risslasten erreichen für die Außenseite ca. 85-90 % der Bruchlast. Die mittleren Abhebemaße weisen gemäß Bild 5.15 aufgrund der offenen Ausführung der Ausnehmung ein signifikant höheres Niveau auf, als die der elliptischen Betondübel, verbleiben aber auch deutlich unter der zulässigen Grenze nach Eurocode 4, die ohne zusätzliche Maßnahmen zur Rückverankerung zulässig ist. Begünstigt durch plastische Deformationen des hinterschneidenden Zahns (Bild 5.17) ist ein gutartiges Verformungsverhalten zu erkennen. Ein Einfluss aus der Längsvorspannung der Prüfkörper 4 und 5 ist nicht zu verzeichnen.

**Bild 5.16** Betonausbruch innen**Bild 5.17** Plastische Deformation der Hinterschneidung



# Versuchreihe SD7: Sägezahnförmige Ausnehmung

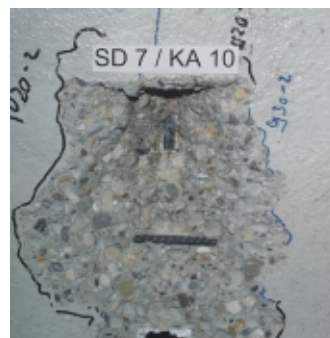


**Bild 5.18** Versuchsergebnisse der Serie SD7

Unter den Randbedingungen gleicher Betonfestigkeit und einer Betondeckung unter dem Dübelfuß von 25 mm zeichnet sich für die Versuche KA6-KA7 mit Plattendicken von 14 und 18 cm keine Verminderung des Tragvermögens bei schlanken Platten ab (Bild 5.18). Als neuartige experimentelle Erfahrung ist eine schollenartiger Ausbruch auf der Außenseite (Bilder 5.19 und 5.20) im Nachbruchbereich für die Platten mit 14 und 16 cm Dicke zu erwähnen. Die Probkörper KA9 und KA10 verdeutlichen unabhängig von der variierenden Plattendicke eine Veränderung der Versagensart infolge der auf 45 mm vergrößerten Betondeckung unter dem Dübelfuß. Bei einer um ca. 10 % höheren Beanspruchbarkeit ist das Verformungsvermögen als erheblich günstiger zu bewerten. Nach einem Ausbruch auf der Innenseite nach Bild 5.21 bildete sich ein Ausbruch in der Dübelumrissfläche außen erst im Nachbruchbereich und führte durch die verminderte Einschnürung zu einem abfallenden Lastverlauf.



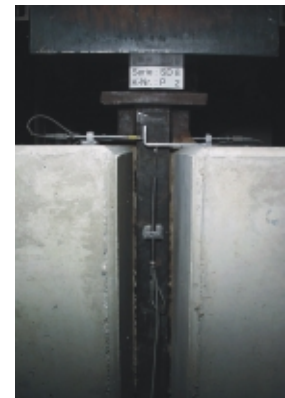
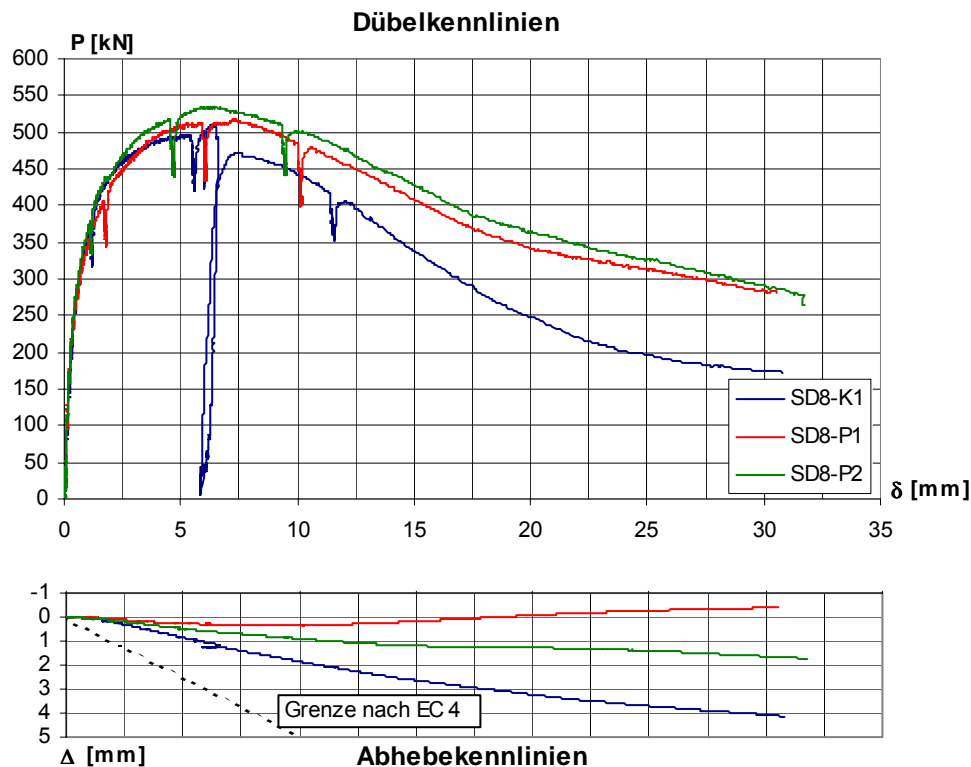
**Bild 5.19** Dübelausbruch außen



**Bild 5.20** Detailauszug



**Bild 5.21** Dübelausbruch innen

*Versuchserie SD8: Offene / geschlossene große Ausnehmung*

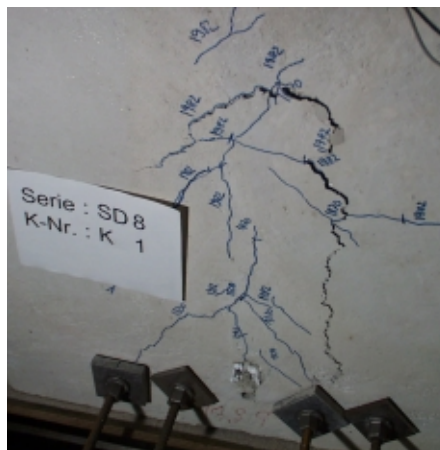
Detail Prüfkörper



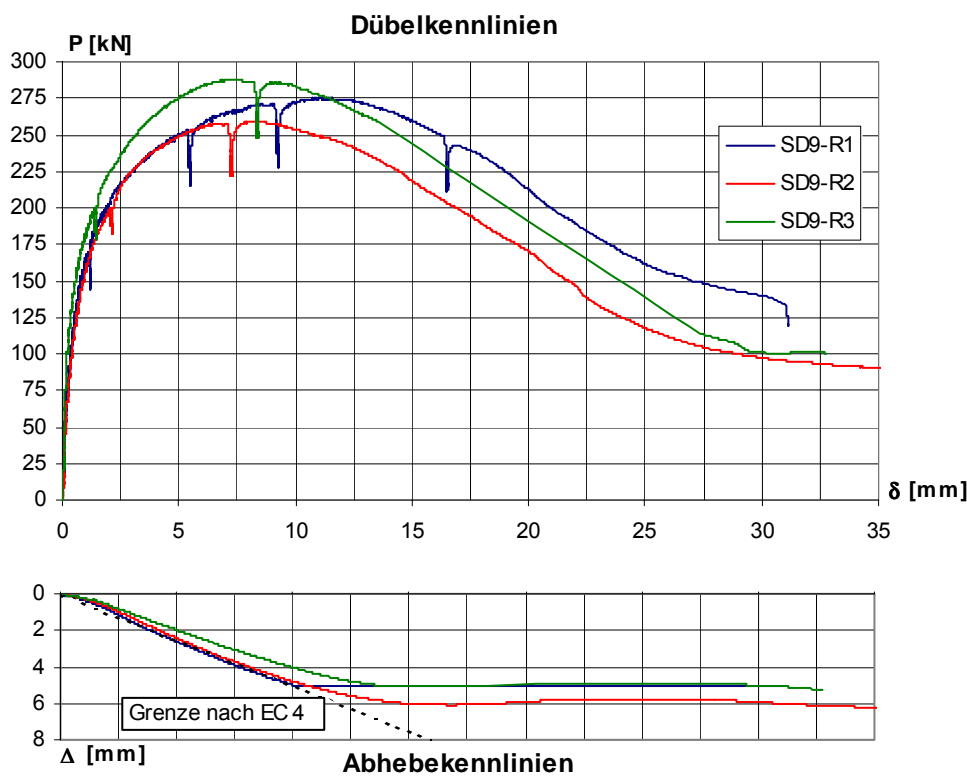
abgeschlossenes Rissbild

**Bild 5.22** Versuchsergebnisse der Serie SD 8

Die Versuchserie SD8 nach Bild 5.22 zur Untersuchung des Tragverhaltens von großen Betondübeln in schlanken Platten weist im Gegensatz zu den bisher durchgeführten Versuchen mit identischer Dübelgeometrie eine um über 30% höhere Bruchlast auf. Dabei ist anzumerken, dass die Betongüte oberhalb der Referenzversuche liegt. Mit kritischen Risslasten von 75% der Bruchlast ist das Versagensverhalten durch eine ausgeprägte Rissentwicklung mit Ausbrüchen in den Dübelumrissflächen gemäß den Bildern 5.23 -5.25 sowohl auf den Innen- als auch auf den Außenseiten zu charakterisieren. Insbesondere beim Versuch K1 mit der offenen Dübelform ist das Versagen durch den Ausbruchkeil auf der Außenseite initiiert worden.

**Bild 5.23** Ausbruchdetail K1 (innen)**Bild 5.24** Bruchbild auf der Außenseite**Bild 5.25** Innenseite

# Versuchreihe SD9: Offene kreisförmige Ausnehmung



eingebauter Prüfkörper



abgeschlossenes Rissbild

**Bild 5.26** Versuchsergebnisse der Serie SD9

Die 3 gleichartigen Versuche der Serie SD9 mit Plattendicken von 14 cm und einer Blechdicke von 8 mm verdeutlichen in der Auswertung gemäß Bild 5.26 die Effizienz der betrachteten Dübelform auch in schlanken Platten. Geprägt durch große Schlupfwerte auf dem Maximallastniveau und verhältnismäßig große Abhebemaße ist das Trag- und Verformungsverhalten nach Erstrissbildung bei ca. 70% der Bruchlast durch eine deutliche Entwicklung des Rissbildes mit schollenartigen Ausbrüchen auf den Innen- und Außenseiten (Bilder 5.27-5.29) auf dem Bruchhorizont zu beschreiben. Das duktile Verformungsverhalten wird teilweise auch durch plastische Verformungen des Stegbleches auf der druckbeanspruchten Seite begünstigt.



**Bild 5.27** Betonausbruch (innen)

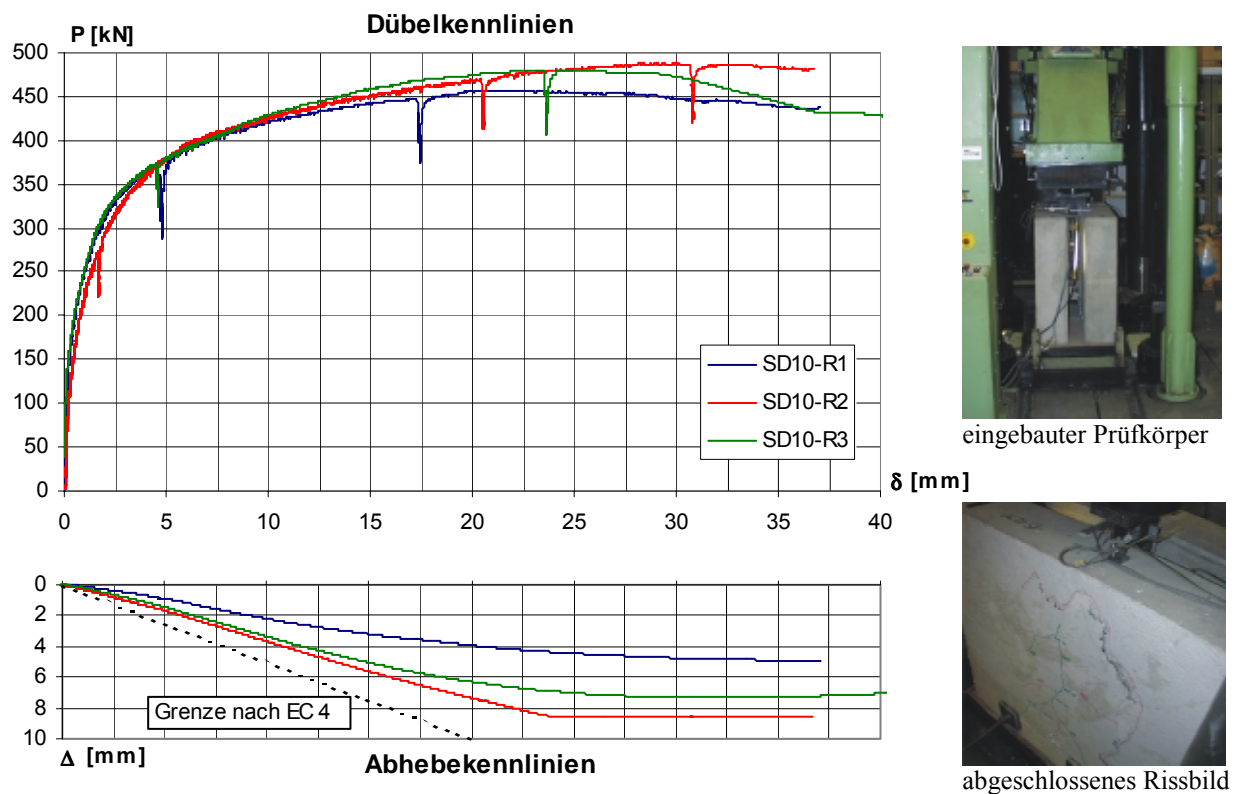


**Bild 5.28** Detail innen



**Bild 5.29** Detail außen

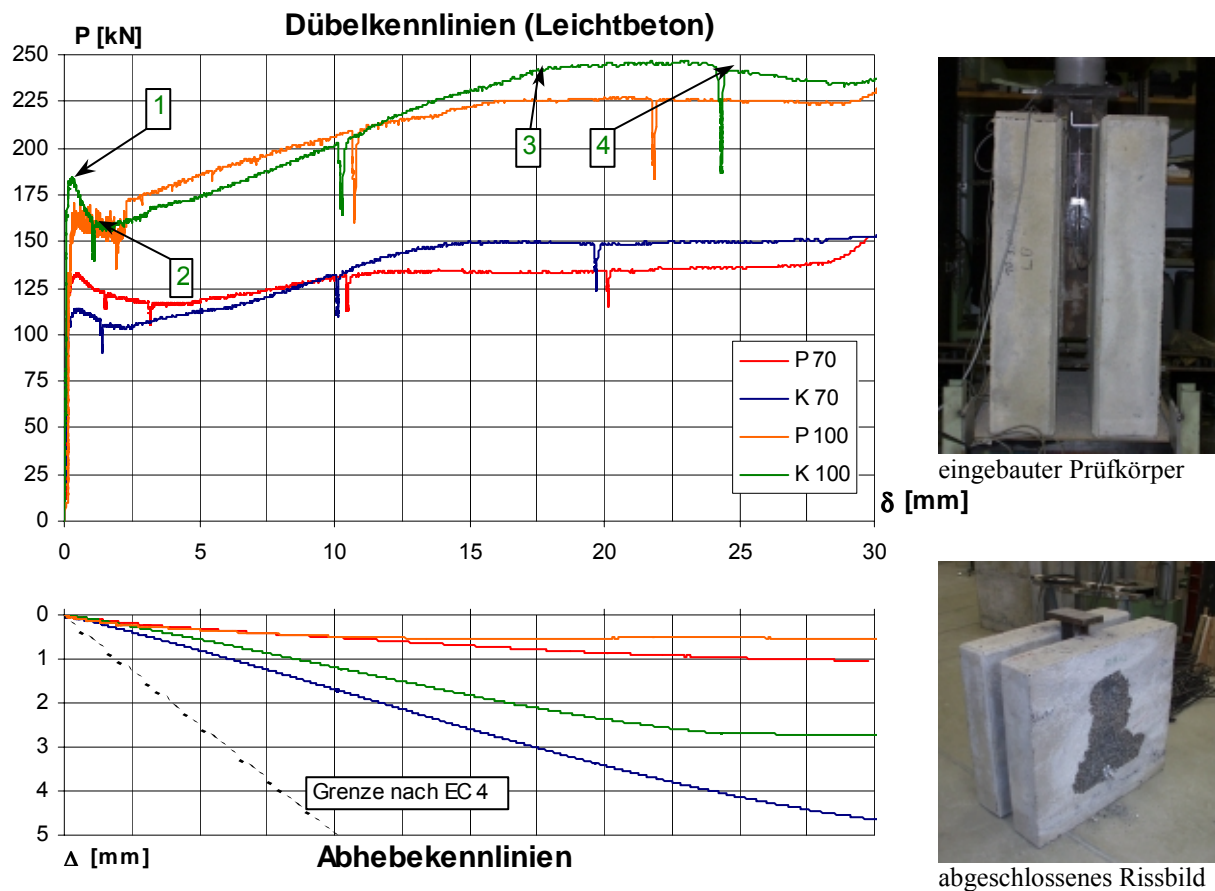


*Versuchreihe SD10: Offene kreisförmige Ausnehmung***Bild 5.30** Versuchsergebnisse der Serie SD10

Mit einer Blechdicke von 8 mm und einer Ausnehmungsbreite von 150 mm repräsentiert die Serie SD 10 die bisher größte untersuchte Betondübelart. Die Analyse der Versuchsergebnisse nach Bild 5.30 bestätigt die Tendenz einer Abhängigkeit des Verformungsvermögens von der Dübelbreite. Bei Relativverschiebungen von mehr als 20 mm konnte ein großflächiges Ausbrechen an den Außenflanken beobachtet werden (Bilder 5.31 und 5.32). Nur der Versuch R3 weist ebenfalls die Entwicklung eines Ausbruchkeils an der Innenseite auf (Bild 5.33). Die kritische Risslast auf 80-85 % des Bruchniveaus unterstreicht die Anwendbarkeit von Betondübeln mit Ausnehmungsbreiten in der untersuchten Größenordnung in Plattendicken, die im hochbaurelevanten Rahmen liegen.

**Bild 5.31** Ausbruchsfläche außen**Bild 5.32** Detailauszug**Bild 5.33** Innenseite

# Versuchreihe SD11: Variable Ausnehmungen in Leichtbetongurten

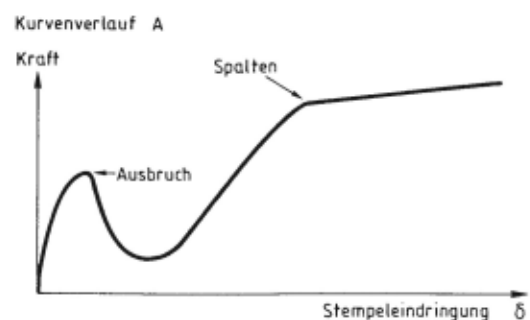


**Bild 5.34** Versuchsergebnisse der Serie SD11

Eine Erweiterung des Versuchsprogramms auf Spezialbetone ist durch Gurtplatten aus Leichtbeton in der Versuchsserie SD 11 mit einer geplanten Betongüte LC 20/22 gegeben. Bei einem Gewicht von  $1605 \text{ kg/m}^3$  liegt eine gute Näherung zur vorgesehenen Klasse 1,6 vor (Tabelle 5.3). Nach vorgeschriebener Eignungsprüfung gemäß DIN 4219 /1.19/ mit einer mittleren Betondruckfestigkeit  $f_{\text{cm}} = 30,0 \text{ N/mm}^2$  und einer homogenen Verteilung des Leichtzuschlags kann die angestrebte Betonfestigkeitsklasse bestätigt werden. Die Auswertung der Messaufzeichnungen gemäß Bild 5.34 weist für alle 4 Versuche ein gleichartiges Lastverformungsverhalten abweichend von der typischen Dübelskennlinie für Gurtplatten aus Normalbeton aus.

**Tabelle 5.3** Zusammensetzung des Leichtbetons

LC 20/22 - 1,6	Stoffraum	Einwaage
	$\text{dm}^3/\text{m}^3$	$\text{kg}/\text{m}^3$
Liapor 6,5 4/8	380	460
Kiessand 0/4	280	428
Zement CEM II/32,5 B-S	136	421
Wasser	190	190
Restporen	14	-
Restwasser		100
<b>Gesamt</b>	<b>1000</b>	<b>1600</b>



**Bild 5.35** Versagen durch Teilflächenpressung /4.17/

Die großen Betondübel mit einer Ausnehmungsbreite von 100 mm verfügen über ein signifikant höheres Tragvermögen, als die Mittleren (70 mm). Weiterhin ist zu erkennen, dass die offenen Dübel um ca.10% höhere Bruchlasten erreichen.

Die experimentell ermittelte Lastverformungscharakteristik lässt sich durch 4 Punkte, die in Bild 5.34 exemplarisch für die Dübelform K 100 eingetragen sind, beschreiben. Ähnliche experimentelle Ergebnisse beschreibt Lieberum /4.17/ für Normalbetone mit einem hohen Porengehalt im Zementstein (Bild 5.35).

1. Einbruch der Porenwände des Leichtzuschlags. Die zugehörigen Spannungswerte liegen mit einem Multiplikator zwischen 4,0 und 6,5 über der einachsigen Betondruckfestigkeit
2. Abgeschlossene Verdichtung des zerstörten Leichtzuschlags (Bild 5.37/5.39). Bei fortschreitendem Wegvorschub zeigt sich eine annähernd lineare Lastzunahme.
3. Die maximale Last wird durch das Abscheren des Betons in der Ausnehmung begrenzt. Es entsteht ein ideal horizontales Lastplateau bis zu einer Relativverschiebung von 30 mm. Bild 5.39 verdeutlicht die Versagensform am zerlegten Prüfkörper.
4. Ein abfallender Ast entstand nur beim Versuchskörper mit der Ausnehmungsform K 100. Die Begründung ist in einem durch Rissbildung angekündigten Ausbruch (Bilder 5.36 und 5.38) auf einer Außenseite zu finden. Die weiteren Versuchskörper zeigten keine nennenswerte Rissbildung.



**Bild 5.36** Rissbild im Stadium 4 nach Bild 5.34



**Bild 5.37** Detailauszug Leibungsfläche



**Bild 5.38** Ausbruchskörper



**Bild 5.39** Scherfläche am zerlegten Körper



## Versuchreihe SD12: Variable Ausnehmungen in Gurten aus hochfestem Beton

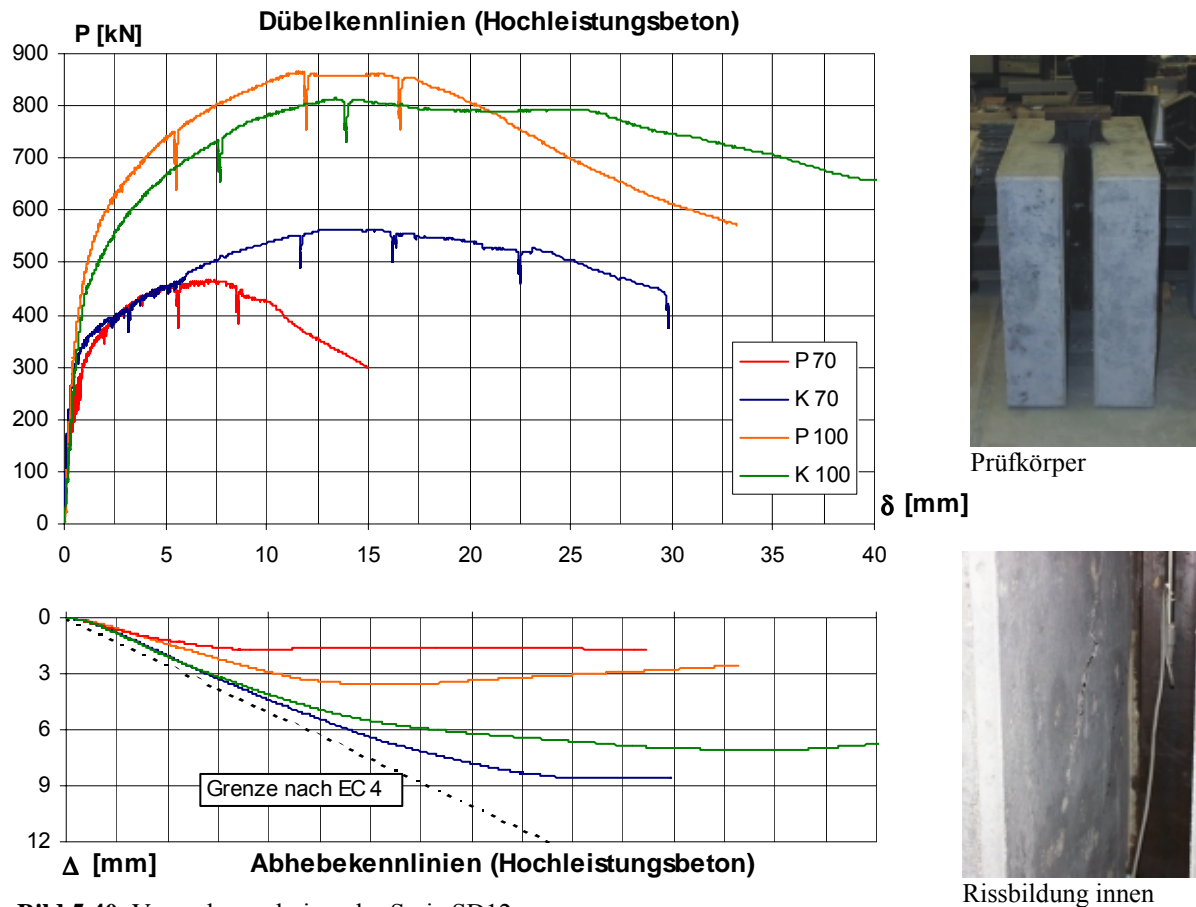


Bild 5.40 Versuchsergebnisse der Serie SD12

Die Versuche unter Verwendung von Hochleistungsbeton mit einer Rezeptur nach Tabelle 5.4 zeigen gemäß Bild 5.40 qualitativ ein gleichartiges Verhalten, wie bei Gurtplatten aus Normalbeton. Bedeutend ist dabei die Feststellung, dass abweichend von der Spannungs-Dehnungslinie des Hochleistungsbetons bei der Dübelbeanspruchung kein sprödes Versagen vorliegt, sondern ein ausgeprägt duktiles Last-Verformungsverhalten. Beim Vergleich der Versuche K1 und P1 mit einer Ausnehmungsbreite  $b_i = 70$  mm fällt auf, dass bis annähernd zum Bruchniveau des Körpers P1 das Last-Verformungsverhalten nahezu deckungsgleich ist.

Tabelle 5.4 Betonrezeptur

<b>C 70</b>	<b>Einwaage</b>
	kg/m <sup>3</sup>
Kiessand 0/4	833
Kies 4/8	277
Kies 8/16	740
Zement CEM I/42,5 R	471
Microsilica Elkem	61
Wasser	113
Fließmittel Wörmont FM 30	13
<b>Gesamt</b>	<b>2508</b>



Bild 5.41 Deformiertes Stahlprofil (K70)

Darüber hinaus zeigt der Versuch K1 noch eine erhebliche Laststeigerung mit einhergehenden großen Relativverschiebungen. Die Begründung liegt in einer plastischen Verformung des Stahlzahns (Bild 5.41), die nach dem Zerlegen des Versuchskörpers festgestellt werden konnte. Durch die starke Deformation mit einer nach oben gerichteten Komponente, die insbesondere am oberen Rand der Ausnehmung zu erkennen ist, entsteht in Kraftrichtung eine vergrößerte Leibungsfläche. Daher können unter gleichzeitigem Auftreten von größeren Abhebungen höhere Lasten ertragen werden. Bei allen Versuchen konnte eine geringe Rissbildung auf den Außenseiten der Gurtplatte bei Lasten oberhalb von 75 % der Bruchlast beobachtet werden. Nach Überschreiten der Maximallast bildeten sich Längsrisse parallel zu den Gurträndern auf der Oberseite der Platten (Bild 5.42 und Bild 5.43).

Das Versagen kündigte sich zunächst durch eine überproportionale Zunahme der Relativverschiebungen an, bis sich im unmittelbaren Bereich der Bruchlast durch Anrisse schollenartige Ausbrüche im Inneren zwischen den Gurtplatten abzeichneten. Im Nachbruchbereich prägten sich die vollständigen Ausbruchkörper aus. Bild 5.44 zeigt das Dübeldetail an einem aufgesägten Versuchskörper. Neben der Form des Ausbruchkörpers, der scheinbar auf den Schwerpunkt des Bewehrungsstabes zuläuft, ist deutlich die Schädigung des Betons im Dübelquerschnitt zu erkennen, angedeutet durch eine hellere Färbung. Der Beton ist kaum zerbröseln und in der hochbeanspruchten Zone an der Leibungsfläche augenscheinlich abgeschert.



**Bild 5.42** Draufsicht



**Bild 5.43** Abhebung einer Gurtplatte



**Bild 5.44** Sängeschnitt Dübelzone

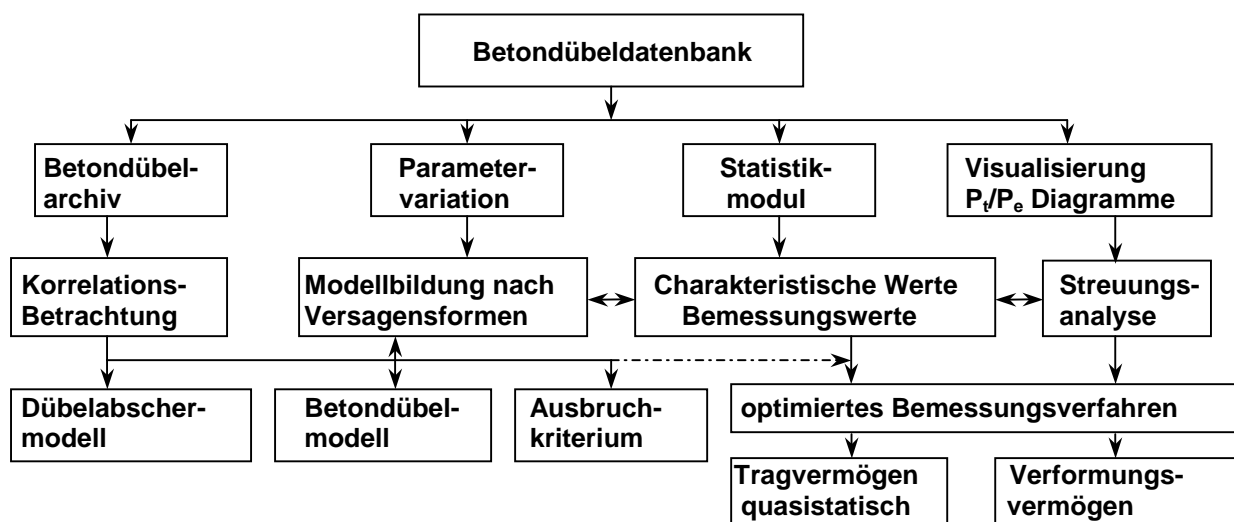
Der Beton mit einem Mischungsverhältnis gemäß Tabelle 5.4 erreichte zum Versuchszeitpunkt nach 36 Tagen eine mittlere Würfelfestigkeit von  $f_{cm,150} = 93 \text{ N/mm}^2$ . Die Entwicklung der Würfelfestigkeit (7 Tage:  $75 \text{ N/mm}^2$ ) lag im üblichen Rahmen. Aufgrund der unterschiedlichen Aussagen in der Literatur zum Verhältnis zwischen Würfelfestigkeit und Zylinderfestigkeit wurden zusätzlich pro Betonvorgang 5 Zylinderproben ( $h/d = 300/150$ ) entnommen. Mit erzielten Festigkeiten von  $f_{cm,cyl} = 80 \text{ N/mm}^2$  ergab sich ein Quotient von der Zylinder- zur Würfelfestigkeit von 0,86. Bezogen auf einen Würfel der Kantenlänge 200 mm lag das Verhältnis bei 0,9.

### 5.3 Ableitung eines neuartigen Berechnungs- und Nachweisverfahrens

#### 5.3.1 Zusammenstellung der repräsentativen Grundgesamtheit

In eine Gesamtbetrachtung zur Ableitung eines ganzheitlichen Bemessungssystems mit einem Gültigkeitsbereich für die publizierten Forschungsergebnisse über die Betondübeldübeltechnologie werden die in Kapitel 4 beschriebenen Arbeiten zur *Perfobond*-Leiste nach /4.1/-/4.6/ mit einbezogen. Im Modellbildungsprozess werden die Versuche aus Kaiserslautern /4.8/-/4.13/ berücksichtigt, aufgrund der ausschließlichen Dokumentation für den quasistatischen Bezugshorizont bleiben die Ergebnisse bei der statistischen Analyse zur Ableitung von Bemessungswerten ausgenommen. Den Kern für eine übergreifende Betrachtung bilden die Münchner Versuche nach /4.14/-/4.16/ und /5.1/, die am Institut für Konstruktiven Ingenieurbau an der Universität der Bundeswehr durchgeführt worden sind. Die insgesamt 79 Push-Out-Versuche sind in Tabelle 5.5 nach Geometrie und Entwurfsparametern zusammengefasst. Daraus ergibt sich eine Grundgesamtheit von 102 Einzelergebnissen zum Trag- und Verformungsverhalten von Betondübeln. Auf dieser Grundlage erscheint es möglich, ein zuverlässiges Bemessungsmodell mit allgemeingültigem Charakter anzugeben.

Die praktische Lösung der vorliegenden Aufgabenstellung geschieht mittels einer eigens angelegten Datenbank, die durch Elemente projektorientierter Programmierung erweitert ist, so dass neben Korrelationsstudien zu den bestehenden Bemessungsmodellen die Variation einzelner Modellparameter unter Einbeziehung einer statistischen Analyse graphisch visualisiert werden kann. Auf diese Weise ist sowohl eine isolierte Studie einzelner Parameter, als auch eine Optimierung der Berechnungsformate getrennt nach den beobachteten Versagenskriterien gemäß nachstehendem Organigramm in Bild 5.45 möglich.



**Bild 5.45** Programmstruktur der Datenbank zur Analyse der experimentellen Grundgesamtheit

**Tabelle 5.5** Zusammenstellung der Münchener Versuche mit Angabe der untersuchten Parameter

Nr.	Aussparungsgeometrie	Bez.	Anz.	Untersuchte Parameter (Bild 5.10)					Bemerkungen
				$f_{cm}$ N/mm <sup>2</sup>	$A_{sq1}$ cm <sup>2</sup>	$t_w$ mm	$h_c$ cm	$c_u$ mm	
1		K 70a	10	32,0	<2,26	10	18	20	/4.16/
			5	27,8	<2,26	10	18	20	
			5	41,4	<2,26	10	18	20	
			1	21,8	0,0	5	18	20	Querbiegung /4.16/ Querzug /4.16/ Längszug /4.16/
			2	27,8	0,0	10	18	20	
			3	24,8	2,01	10	18	20	
2		K 70b	2	24,8	0,0	10	18	20	Leichtbeton
			1	26,7	1,13	10	18	40	Hochleistungsbeton
			1	73,0	2,01	10	18	30	/4.16/
			2	31,7	0,0	10	18	20	
3		P 70	2	31,1	0,0	10	18	20	/4.16/
			3	31,1	>1,13	10	18	20	
			2	41,6	0,0	10	18	20	
			3	41,6	>1,13	10	18	20	dyn. Referenz Leichtbeton Hochleistungsbeton
			1	29,7	0,79	10	18	20	
			1	26,7	1,13	10	18	40	
4		K 100	1	73,0	2,01	10	18	30	Hochleistungsbeton
			2	21,8	0,0	15	22	20	/4.16/
			1	30,6	1,13	15	18	40	
			1	26,6	2,01	15	20	40	Leichtbeton
			1	73,0	4,91	15	22	38	Hochleistungsbeton
5		P 100	1	32,8	5,56	26	30	25	/4.14/
			1	25,6	5,56	26	30	25	
			2	21,8	0,0	15	22	20	/4.16/
			2	30,6	1,13	15	18	40	
			1	27,0	2,01	15	20	40	Leichtbeton
			1	73,0	4,91	15	22	38	Hochleistungsbeton
6		KE	3	29,7	2,26	10	18	25	längsvorgespannt
			2	34,8	2,26	10	18	25	
7		KA	3	37,1	1,13	10	18	25	längsvorgespannt
			2	37,1	1,13	10	18	25	
			1	22,8	1,13	10	14	25	
			2	22,8	1,13	10	16/18	25	
			2	22,8	1,13	10	16/18	45	
			3	29,0	1,13	8	14	30	
8		R 70							
9		R 150	3	22,3	2,01	8	22	40	

### 5.3.2 Korrelationsbetrachtung zum Dübelabschermodell

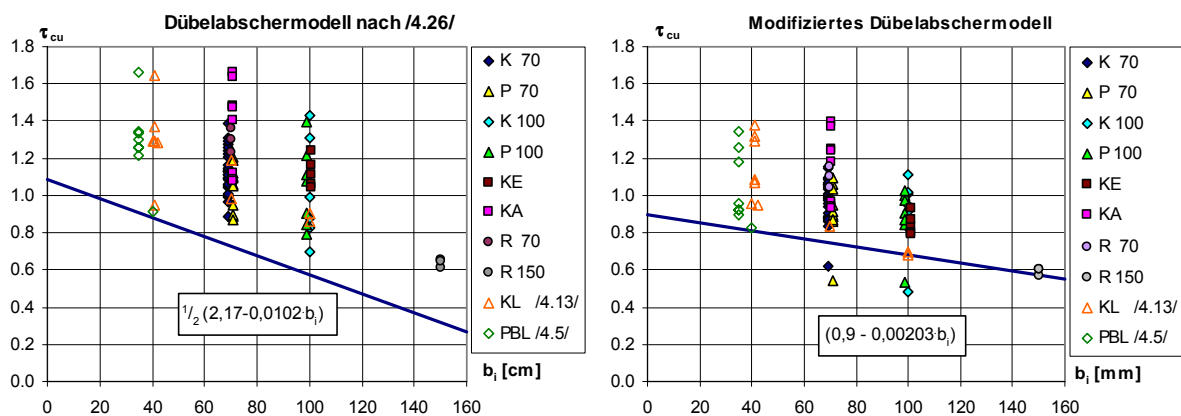
Eine Einordnung aller vorliegenden Betondübelversuche in das Bemessungskonzept nach /4.26/, das auf dem Dübelabschermodell basiert, ist in Bild 5.46 in graphischer Form aufgetragen. Dabei wird die kritische Scherspannung  $\tau_{cu}$  nach der Beziehung

$$\tau_{cu} = \frac{P_{e,max}}{2 \cdot A_{bi} \cdot f_{cm,cyl}} \quad \text{Gl. 5.1}$$

in Abhängigkeit von der Dübelbreite  $b_i$  dargestellt. Beim theoretischen Tragvermögen von Versuchen, bei denen sämtliche Ausnehmungen mit Querbewehrung versehen sind, und bei denen die erforderliche Bewehrungsmenge um 25 % überschritten wird und diese zur Hälfte in den Stegöffnungen liegt, ist eine Erhöhung um 20 % berücksichtigt. Tendenziell wird die geringere Scherbruchspannung für Dübel mit einer großen Öffnungsbereite bestätigt, es ist jedoch ein erhebliches Streumaß zu erkennen. Das Diagramm zum modifizierten Dübelabschermodell nach Bild 5.46 zeigt die entsprechende Auswertung mit einer veränderten Erfassung der Querbewehrung. In dieser Modellvorstellung wird die Bewehrung analog zur Vorgehensweise im Spannbetonbau in eine äquivalente Betonfläche umgerechnet, die einschließlich der tatsächlichen Netto-Betonfläche zu einem vergrößerten ideellen Betondübelquerschnitt führt.

$$A_i = A_d \cdot (1 + (\alpha_E - 1) \cdot A_{sq,l} / A_d) = A_d \cdot \rho_i \quad \text{mit } \alpha_E = E_s / E_{cm} \quad \text{Gl. 5.2}$$

Der direkte Vergleich der Grafiken zeigt für das modifizierte Modell deutlich bessere Korrelationseigenschaften. Die Grenzlinie der unteren Scherbruchspannung weist eine geringere Steigung, und damit ein höheres theoretisches Tragvermögen für große Betondübel aus. Die Versuche mit Hochleistungsbeton liefern die geringsten rechnerischen Scherbruchspannungen.

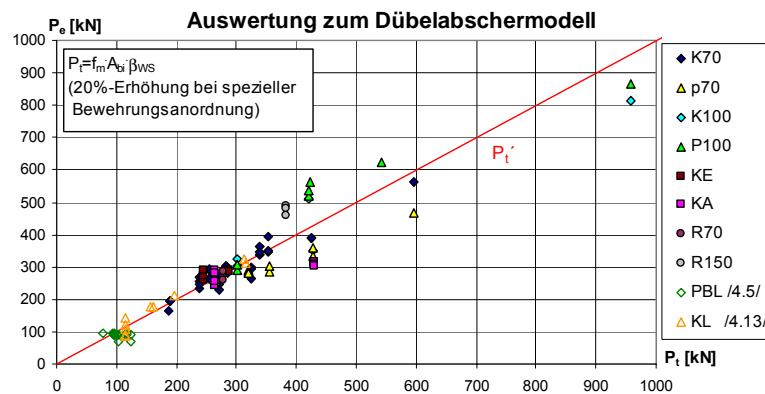


**Bild 5.46** Darstellung der experimentellen Grundgesamtheit über die kritische Scherspannung

Im Bild 5.47 wird das Maß der Modellzuverlässigkeit im Form eines  $P_t/P_e$ -Diagramms verdeutlicht. Dabei wird auf der Abszisse das theoretische und auf der Ordinate das experimen-



tell belegte Tragvermögen aufgetragen. Für das zugrundeliegende experimentelle Spektrum /4.26/ zeichnet sich eine gute Korrelation, erkennbar durch die geringe Streuung um die Äquivalenzlinie  $P_t$ , ab. Die Einbeziehung weiterer Versuchsergebnisse zeigt jedoch erhebliche Abweichungen, die insbesondere bei großen Betondübeln auffällig sind.



**Bild 5.47** Korrelation der experimentellen Grundgesamtheit zum Dübelabschermodell

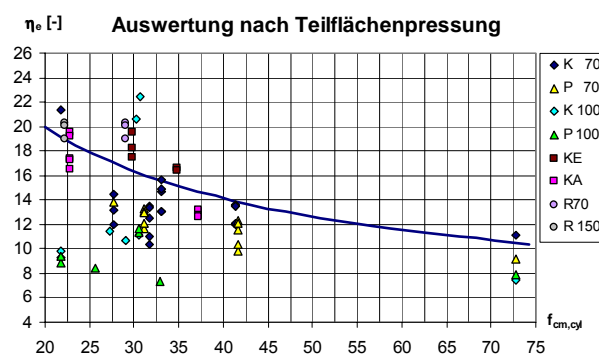
### 5.3.3 Korrelationsbetrachtung zum Betondübelmodell

Die theoretischen Grundlagen zur Ableitung des Betondübelmodells, die als obere Grenze für die ertragbare Teilflächenpressung einerseits die Versagensform des Spaltens /5.2/ und andererseits als absoluten Grenzwert den Ausbruch /4.17/ belegen, sind in Bild 5.49 dokumentiert. Eine Anwendung auf die Münchener Versuche ist in Bild 5.48 dargestellt. Die Größe  $\eta_e$  auf der Ordinate repräsentiert den experimentell bestätigten Multiplikator der einachsigen Betondruckfestigkeit bezogen auf die vertikale Projektion der Leibungsfläche

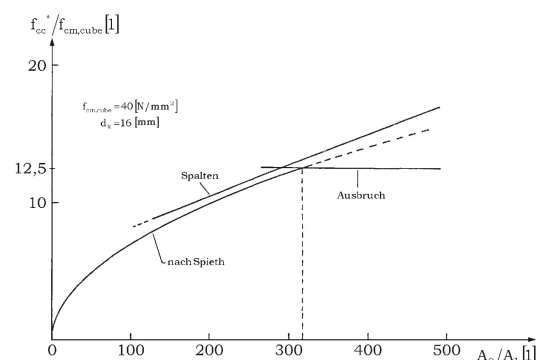
$$\eta_e = \frac{P_{e,max}}{h_d \cdot t_w \cdot f_{cm,cyl}} \quad \text{Gl. 5.3}$$

$$\eta \leq 12,5 \cdot \sqrt{\frac{40}{f_{cm,cube}}} \quad \Leftrightarrow \quad \eta \leq 12,5 \cdot \sqrt{\frac{31,28}{f_{cm,cyl}}} \quad \text{Gl. 5.4}$$

Das Ausbruchkriterium nach Gleichung 5.4 ist im Diagramm durch die Linie bezogen auf die Zylinderdruckfestigkeit nach Eurocode 2 /1.1/ dargestellt.



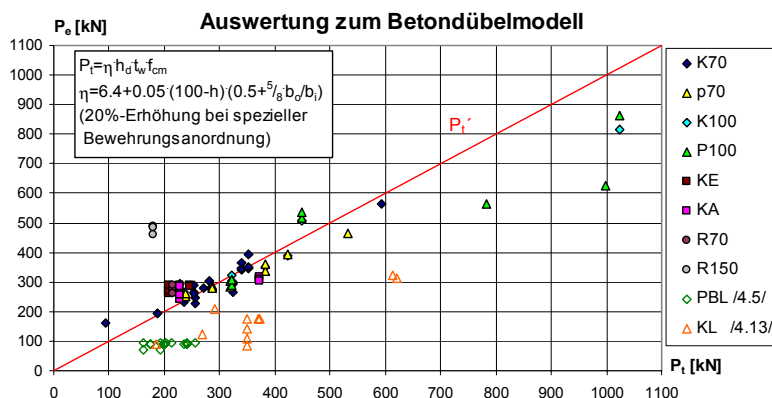
**Bild 5.48** Darstellung der experimentellen Grundgesamtheit über die ertragbare Teilflächenpressung



**Bild 5.49** Ertragbare Teilflächenpressung /4.17/;5.2/

Aus der Gesamtheit der betrachteten Versuche ist eine erhebliche Streuung zu erkennen. Die in Bild 5.48 eingetragene Linie zur Kennzeichnung der Versagensart des Ausbruchs erscheint aber durchaus geeignet, um eine obere Schranke für die Beanspruchbarkeit zu formulieren. Die Verteilung der unterhalb dieser Kurve liegenden experimentellen Ergebnisse zeigt eine Regelmäßigkeit für die geschlossenen Dübel mit mittleren Ausnehmungsbreiten (P70). Für Dübel mit  $b_i = 100$  mm ist kein Zusammenhang erkennbar. Wurzer /4.16/ führt aus der statistischen Auswertung einen Korrekturfaktor  $\eta$  ein, der in Abhängigkeit von der Dübelgeometrie eine Anpassung an die Versuchsergebnisse gewährleistet.

Eine Korrelationsbetrachtung gemäß Bild 5.50 zeigt, dass sich die Tragfähigkeiten der elliptischen und sägezahnförmigen Ausnehmungen der Versuchsserien SD5-SD7 (KE und KA) mit diesem Verfahren richtig abschätzen lassen, im Bereich der großen Ausnehmungen liegen jedoch deutliche Abweichungen vor. Insbesondere die Tragfähigkeiten der Serie SD 10 mit Dübelbreiten von 150 mm werden mit diesem Verfahren um ca. 60 % unterschätzt. Auf der unsicheren Seite liegende theoretische Werte ergeben sich für die Push-Out-Versuche mit der *Perfobond*-Leiste und für die Kaiserslauterer Untersuchungen zur Kombi-Verdübelung. Dazu ist anzumerken, dass diese aufgrund der geometrischen Entwurfsparameter außerhalb der Gültigkeitsgrenzen des Betondübelmodells liegen, welche ein Verhältnis von Stegdicke zur Ausnehmungshöhe von  $t_w/h_d \leq 0,15$  zulassen. Die Proportionen der externen Versuche erreichen Werte zwischen 0,25 und 0,5.



**Bild 5.50** Korrelation der experimentellen Grundgesamtheit zur Berechnung nach dem Betondübelmodell

Anhand der Korrelationsanalyse kann zusammenfassend festgehalten werden, dass das Betondübelmodell in der vorliegenden Form nur für ein bestimmtes Spektrum kompatibel ist. Es ist zu erwarten, dass neben der ertragbaren Teilflächenpressung auch noch andere Versagenskriterien maßgeblich werden können. In der weiteren Definition wird das Versagen infolge einer Überschreitung der Teilflächenpressung gemäß Gleichung 5.4 ohne Berücksichtigung eines geometrischen Anpassungsfaktors eingeführt.

$$P_{t1} = 12,5 \cdot \sqrt{\frac{31,28}{f_{cm}}} \cdot h_d \cdot t_w \cdot f_{cm} = 69,91 \cdot \sqrt{f_{cm}} \cdot h_d \cdot t_w = f_1 \cdot \sqrt{f_{cm}} \cdot h_d \cdot t_w \quad \text{Gl. 5.5}$$

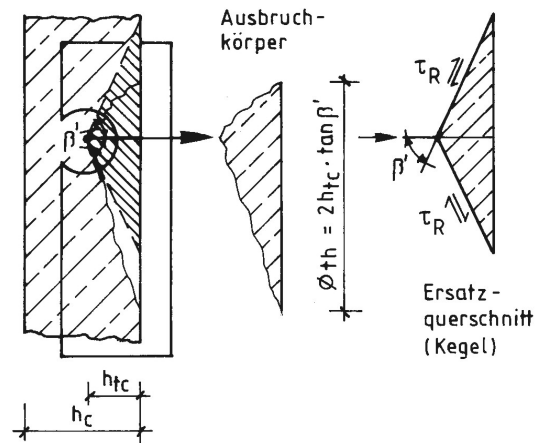
Für die statistische Analyse wird die Konstante 69,91 durch den Faktor  $f_1$  ersetzt, der eine Anpassung an die experimentellen Ergebnisse ermöglicht.

### 5.3.4 Formulierung eines mechanischen Modells zum Ausbruchkriterium

Aus der Beobachtung heraus, dass bei nahezu allen Push-Out-Versuchen nahe dem maximalen Lastniveau ein schollenartiger Ausbruch des Betons zu verzeichnen ist, zeigt sich, dass insbesondere bei topologischen Konstellationen mit randnahen Dübeln eine Versagensform maßgeblich werden kann, bei der sich aus der Überlagerung einer annähernd hydrostatischen Beanspruchung und von Querkzugspannungen infolge der Lastverteilung ein Ausstanzen eines Betonkörpers in der Form eines schiefen Kegels einstellt.



**Bild 5.51** Ausbruchkegel am zerlegten Versuchskörper



**Bild 5.52** Idealisierung des Ausbruchkörpers zur Umsetzung in ein Berechnungsverfahren

Ausgehend von einem annähernd hydrostatischen Zustand in der Dübelprozesszone kann ein Modell entwickelt werden, in dem ein idealer Ersatzkegel mit der Spitze im geometrischen Schwerpunkt der Ausnehmung durch die vollständige Dübelkraft belastet wird. Im Umkehrschluss kann die Aussage getroffen werden, dass die Beanspruchbarkeit eines Betondübeln durch den Schubwiderstand des Betons  $\tau_R$  und die Mantelfläche des Ersatzkegels begrenzt wird. Damit verbleibt die Frage, unter welchem Winkel  $\beta'$  sich ein Ausbruch einstellt. Diese Größe kann im Rahmen der statistischen Analyse an die experimentelle Grundgesamtheit angepasst werden.

$$\text{Mantelfläche eines geraden Kegels:} \quad M = \pi \cdot h_{tc}^2 \cdot \frac{\tan \beta'}{\cos \beta'} \quad \text{Gl. 5.6}$$

$$\text{Rechenwert der Schubspannung:} \quad \tau_R = 0,25 \cdot f_{ctm} \quad \text{Gl. 5.7}$$

$$\text{Dübelbeanspruchbarkeit:} \quad P_{t2} = M \cdot \tau_R / \cos \beta' \quad \text{Gl. 5.8}$$

Durch Einsetzen der Gln. 5.6 und 5.7 in Gleichung 5.8 ergibt sich unter Berücksichtigung des ideellen Bewehrungsfaktors  $\rho_i$  nach Gleichung 5.2 für das Ausstanzkriterium folgender Ausdruck:

$$P_{t2} = 0,785 \cdot h_{tc}^2 \cdot \frac{\tan \beta'}{\cos^2 \beta'} \cdot f_{ctm} \cdot \rho_i \quad \text{Gl. 5.9}$$

$$\text{mit } \rho_i = (1 + (\alpha_E - 1) \cdot A_{sq,1} / A_d)$$

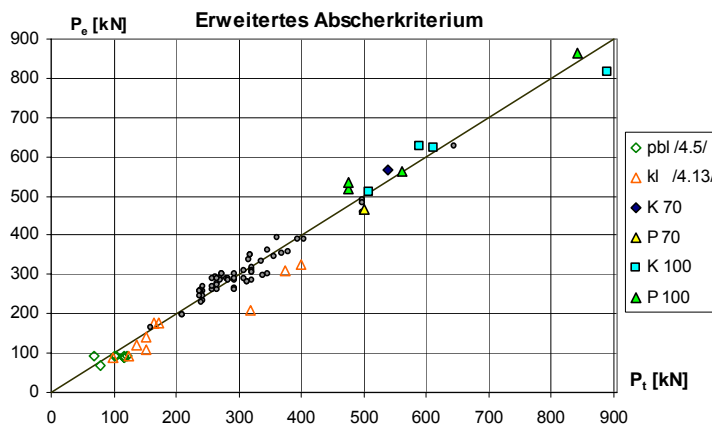
Für die statistische Auswertung werden die Konstanten und die trigonometrische Beziehung in einem Modellfaktor  $f_2$  zusammengefasst, so dass als Bestimmungsgleichung für das Ausstanzkriterium die Beziehung

$$P_{t2} = f_2 \cdot h_{tc}^2 \cdot f_{ctm} \cdot \rho_i \quad \text{Gl. 5.10}$$

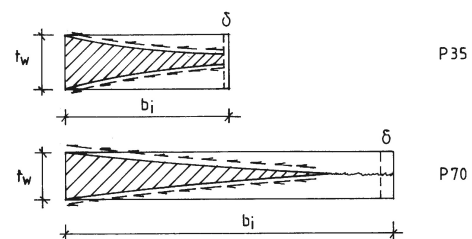
verbleibt.

### 5.3.5 Erweiterte Betrachtung zum Abscherkriterium

Bei einer Anwendung der mechanischen Modelle zur ertragbaren Teilflächenpressung und zum Ausstanzkriterium wird das Tragvermögen einer Vielzahl der vorliegenden Versuche zuverlässig erfasst. Diese sind in Bild 5.53 in grauer Färbung eingetragen. Unsichere theoretische Werte werden für tiefliegende Betondübel mit verhältnismäßig dicken Blechen und den Proportionen  $t_w/b_i > 0,15$  ausgewiesen. Aufgrund dieser Feststellung wird ein drittes Versagenskriterium in Form eines zweischnittigen Abscherens eingeführt.



**Bild 5.53** Korrelation des erweiterten Dübelabschermodells



**Bild 5.54** idealisierte Scherflächen

Das mechanische Modell zum Abscherkriterium wird in der Weise modifiziert, dass die Scherflächen nicht ideal parallel zu den Oberflächen des Steigbleches verlaufen, sondern sich kontinuierlich zur Dübellängsachse hin orientieren. Daraus resultiert ein zweischnittiger Abscherkeil, der bei kleinen Betondübeln zwei durchgehende Scherflächen aufweist (Bild 5.54). Bei größeren Ausnehmungen vereinigen sich diese in der Dübellängsachse, so dass nur in

einer reduzierten Dübelfläche ein zweiseitiges Abscheren vorliegt. Dieser Sachverhalt wird analog zur Vorgehensweise in /1.17/ bzw. /4.26/ durch einen bilinearen, geometrieabhängigen Formfaktor  $f_h$  berücksichtigt. Dieser kann anhand von Parameterstudien empirisch aus den zugehörigen Versuchswerten abgeleitet werden. Abweichend von der bisherigen Bezugsgröße der Betondruckfestigkeit erweist sich aufgrund der Ergebnisse der Versuche mit Hochleistungsbeton die Betonzugfestigkeit als geeigneter.

$$P_{t3} = f_h \cdot 2 \cdot A_d \cdot f_{ctm} \cdot \rho_i \quad \text{Gl. 5.11}$$

mit  $f_h = (1,2 - h_d/180) \leq 1$

Die Fläche  $A_d$  repräsentiert die tatsächliche Fläche der Ausnehmung. Als Grundlage für die statistische Analyse wird in Gleichung 5.11 die Konstante für die Anzahl der Scherflächen in einem Modellfaktor  $f_3$  überführt. Daraus ergibt sich folgende Beziehung:

$$P_{t3} = f_3 \cdot f_h \cdot A_d \cdot f_{ctm} \cdot \rho_i \quad \text{Gl. 5.12}$$

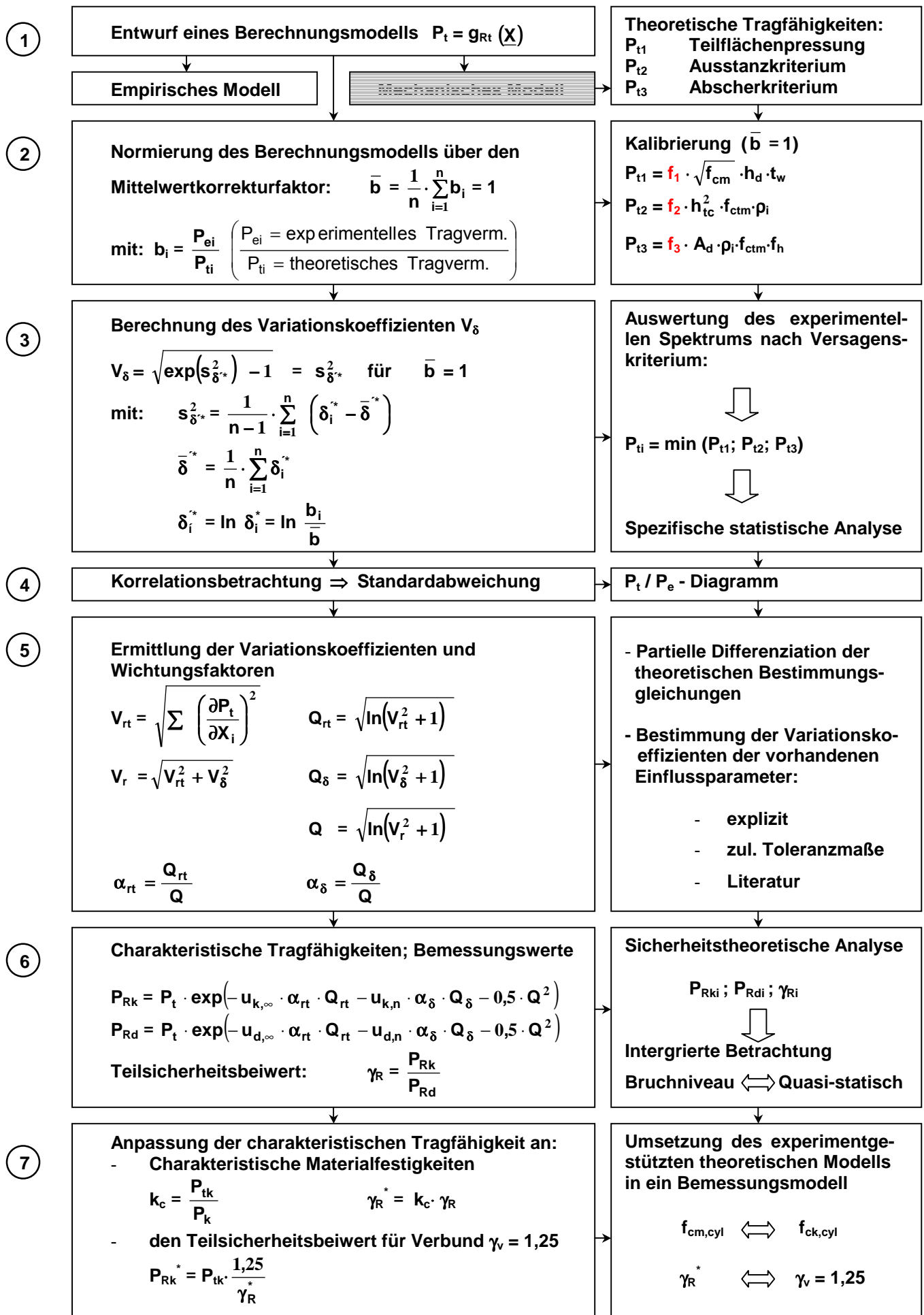
Bei der Auswertung der Versuche mit *Perfobond*-Leisten mit höhenversetzten Dübelachsen werden nur die Dübel betrachtet, die nicht schon durch das Ausstanzkriterium erfasst sind. Damit wird der Tatsache Rechnung getragen, dass bei Versuchen mit der *Perfobond*-Leiste zum Teil nur äußerst geringe Betondeckungen unter dem Dübelfuß vorgelegen haben.

## **5.4 Statistische Auswertung zur Ableitung eines Bemessungsmodells**

### **5.4.1 Auswertungsmodalitäten auf Grundlage gültiger Regelwerke**

Die Vorgehensweise der statistischen Auswertung von experimentellen Untersuchungen zur Ableitung eines Berechnungsverfahrens ist im Eurocode 3, Anhang Z /1.2/, geregelt. Dort wird ein schrittweiser Ablauf von der Modellentwicklung über eine statistische Analyse zur Ermittlung von charakteristischen Werten und Bemessungswerten vorgegeben. Die Auswertungsmodalitäten basieren nach Eurocode 1, Anhang D1 /1.18/ auf dem Bayes'schen Verfahren mit unbekannter Ausgangsverteilung. Dies führt zu einem fast gleichen Ergebnis, wie klassische Methoden mit einer Aussagewahrscheinlichkeit von 75%, analog zu den *Grundlagen zur Beurteilung von Baustoffen, Bauteilen und Bauarten im Prüfzeichen und Zulassungsverfahren* /1.12/.

Die Gleichungen und Fraktilenfaktoren beruhen auf einer Normalverteilung unter der Voraussetzung eines unbekannten Mittelwertes und eines unbekannten Variationskoeffizienten. Die ermittelten charakteristischen Tragfähigkeiten repräsentieren die 5%-Fraktile, Bemessungswerte werden durch die 0,1%-Fraktile bestimmt.



Tafel 5.1 Übersicht zur Vorgehensweise bei der statistischen Ableitung eines Bemessungsmodells

Eine Übersicht über die generelle Vorgehensweise ist in Tafel 5.1 auf die Problemstellung zusammengefasst dargestellt. Während in der linken Spalte die theoretischen Grundlagen aufgeführt sind, enthält die rechte Seite konkrete Angaben zur Anwendung im Rahmen der vorliegenden Untersuchungen.

Der erste Schritt zum Entwurf eines dreistufigen Berechnungsmodells ist bereits in Kapitel 5.3 erläutert worden. Im weiteren Ablauf werden die Modellfaktoren  $f_1$ - $f_3$  so normiert, dass die Mittelwertkorrekturfaktoren den Wert 1 annehmen. Dabei handelt es sich um einen iterativen Prozess, da stets als Fallunterscheidung die Zuordnung des einzelnen Versuches zum theoretisch maßgebenden Versagenskriterium erforderlich ist. Auf Grundlage der dreigeteilten Grundgesamtheit erfolgt im Anschluss für jede Fraktion die Berechnung der statistischen Kenngrößen als Standardabweichung und Variationskoeffizient der Fehlerterme. Eine Korrelationsbetrachtung zur Bewertung der Güte eines Berechnungsmodells ist einerseits über die Standardabweichung und andererseits in graphischer Form durch ein  $P_t/P_e$ -Diagramm möglich. Diese sind mit der Dokumentation der statistischen Analyse im Anhang B aufgeführt.

Unter Punkt 5 erfolgt die Einbeziehung möglicher Fehler der einzelnen Entwurfparameter. Dabei gehen die spezifischen Variationskoeffizienten gemäß Tabelle 5.7 mit dem Gewicht ihrer partiellen Ableitungen nach Tabelle 5.6 in die Variationskoeffizienten und Wichtungsfaktoren ein. Die Variationskoeffizienten der geometrischen Einflussparameter basieren auf einer stichprobenartigen Messung der Toleranzen an den Versuchskörpern, die Größe  $V_{htc}$  ist ein sicherer Schätzwert. Der Variationskoeffizient der Betondruckfestigkeit ist in Anlehnung an /5.5/ jeweils auf den Mittelwert der zu einem theoretischen Versagenskriterium zugehörigen Versuche bezogen.

**Tabelle 5.6** Partielle Ableitungen der Bestimmungsgleichungen

	$P_{t1} = f_1 \cdot f_c^{1/2} \cdot h_d \cdot t_w$	$P_{t2} = f_2 \cdot h_{tc}^2 \cdot f_{ct} \cdot \rho_i$	$P_{t3} = f_3 \cdot A_d \cdot f_{ct} \cdot \rho_i \cdot (1,2 - h_d/180)$
$\frac{\partial P_{t1}}{\partial f_c}$	$\frac{1}{2 \cdot f_c} \cdot P_{t1}$	$\frac{2}{3 \cdot f_c} \cdot P_{t2}$	$\frac{1}{f_c} \cdot P_{t3}$
$\frac{\partial P_{ti}}{\partial f_{ct}}$	—	$\frac{1}{f_{ct}} \cdot P_{t2}$	$\frac{1}{f_{ct}} \cdot P_{t3}$
$\frac{\partial P_{t1}}{\partial h_d}$	$\frac{1}{h} \cdot P_{t1}$	—	—
$\frac{\partial P_{t1}}{\partial t_w}$	$\frac{1}{t_w} \cdot P_{t1}$	—	—
$\frac{\partial P_{t2}}{\partial h_{tc}}$	—	$\frac{2}{h_{tc}} \cdot P_{t2}$	—
$\frac{\partial P_{t3}}{\partial A_d}$	—	—	$\frac{1}{A_d} \cdot P_{t3}$

**Tabelle 5.7** Varianzen und Wichtungsfaktoren aus den partiellen Ableitungen

Varianzen [%]   Wichtung	$V_{fc}$ $8/(1,64 \cdot f_{cm})$	$V_{fct}$ $30/1,64$	$V_h$ (Aufmaß)	$V_{tw}$ (Aufmaß)	$V_{htc}$ (Annahme)	$V_{Ad}$ (Aufmaß)
$P_{t1}$	19,45 $^{1/2}$	-	1	1	-	-
$P_{t2}$	-	18,32	-	2	2	-
$P_{t3}$	-	18,32	-	-	2	1

Der 6.te Schritt umfasst die Auswertung der Gleichungen zur Ermittlung des charakteristischen Niveaus  $r_k$  und des Sicherheitsbeiwertes  $\gamma_R$ . Mit Standardabweichungen in einer Größenordnung von 5,4-7,5 % wird eine gute Übereinstimmung zwischen dem theoretischen Konzept und den experimentellen Befunden bestätigt. In den Werten von 0,68- 0,8 für  $r_k$  und spezifischen Sicherheitsbeiwerten zwischen 1,26 und 1,36 zeigt sich insbesondere die Streuung der Betonzugfestigkeit, die durch einen hohen Variationskoeffizienten  $V_{fct} = 0,1832$  mit einer Gewichtung von 1 erfasst wird. Dadurch ergeben sich im Vergleich zur Modellanalyse für Kopfbolzendübel /5.5/ größere Sicherheiten. Die numerische Auswertung ist in Tabelle 5.8 zusammengestellt.

**Tabelle 5.8** Zusammenfassung der statistischen Analyse zur Ableitung eines Bemessungskonzepts

Statistische Größe			P <sub>t1</sub>	P <sub>t2</sub>	P <sub>t3</sub>
Normierungsfaktor f <sub>ti</sub> mit $\bar{b} = \frac{1}{n} \cdot \sum_{i=1}^n b_i = 1$			f <sub>t1</sub> = 97,6	f <sub>t2</sub> = 26,85	f <sub>t3</sub> = 29,975
Standardabweichung s <sub>δ*</sub>			5,39 %	7,00 %	7,19 %
Variationskoeffizient V <sub>δ</sub> = $\sqrt{\exp(s_{\delta^*}^2) - 1}$			5,39 %	7,00 %	7,20 %
V <sub>rt</sub> = $\sqrt{\sum \left( \frac{\partial P_t}{\partial X_i} \right)^2}$	Q <sub>rt</sub> = $\sqrt{\ln(V_{rt}^2 + 1)}$	V <sub>rt</sub>	0,1147	0,1875	0,1978
		Q <sub>rt</sub>	0,1144	0,1869	0,1959
V <sub>r</sub> = $\sqrt{V_{rt}^2 + V_{\delta}^2}$		V <sub>r</sub>	0,1267	0,2001	0,2105
Q <sub>δ</sub> = $\sqrt{\ln(V_{\delta}^2 + 1)}$	Q = $\sqrt{\ln(V_r^2 + 1)}$	Q <sub>δ</sub>	0,0538	0,0698	0,0719
		Q	0,1262	0,1982	0,2083
α <sub>rt</sub> = $\frac{Q_{rt}}{Q}$		α <sub>δ</sub> = $\frac{Q_{\delta}}{Q}$	α <sub>rt</sub>	0,9059	0,9382
	α <sub>δ</sub>		0,4264	0,3522	0,3452
Anzahl der ausgewerteten Versuche			n	7	55
Fraktilenfaktoren (t-Verteilung)	5,0%-Fraktile	u <sub>k,n</sub>	2,09	1,64 (u <sub>k,∞</sub> )	1,87
	0,1%-Fraktile	u <sub>d,n</sub>	5,715	3,04 (u <sub>d,∞</sub> )	4,25
r <sub>k</sub> = $\exp(-u_{k,\infty} \cdot \alpha_{rt} \cdot Q_{rt} - u_{k,n} \cdot \alpha_{\delta} \cdot Q_{\delta} - 0,5 \cdot Q^2)$			0.7979	0.7075	0.6904
r <sub>d</sub> = $\exp(-u_{d,\infty} \cdot \alpha_{rt} \cdot Q_{rt} - u_{d,n} \cdot \alpha_{\delta} \cdot Q_{\delta} - 0,5 \cdot Q^2)$			0.6351	0.5355	0,5028
Sicherheitsbeiwert γ <sub>R</sub> = P <sub>Rk</sub> / P <sub>Rd</sub>			1,2564	1,3213	1,3731
Anpassung: f <sub>cm</sub> ↔ f <sub>ck</sub> f <sub>ctm</sub> ↔ f <sub>ctk</sub> k <sub>c</sub> = r <sub>tk</sub> / r <sub>k</sub>			0,9059	0,5976	0,6849
Sicherheitsbeiwert γ <sub>R</sub> <sup>*</sup> = k <sub>c</sub> ·γ <sub>R</sub>			1,1381	0,7895	0,9405
Anpassung: γ <sub>R</sub> = 1,25 f <sub>ki</sub> <sup>*</sup> = f <sub>ti</sub> ·r <sub>ki</sub> · $\frac{1,25}{\gamma_R}$			f <sub>k1</sub> <sup>*</sup> = 85.52	f <sub>k2</sub> <sup>*</sup> =30,08	f <sub>k3</sub> <sup>*</sup> = 27,5
Anpassung: P <sub>max</sub> ↔ P <sub>stat</sub> f <sub>ki</sub> = α · f <sub>ki</sub> <sup>*</sup>			f <sub>k1</sub> = 72,7	f <sub>k2</sub> = 25,6	f <sub>k3</sub> = 23,4
Fraktilenfaktor für Versuche f <sub>mi</sub> = α · f <sub>ti</sub> ·r <sub>ki</sub>			f <sub>m1</sub> = 66,2	f <sub>m2</sub> = 16.15	f <sub>m3</sub> = 17.6



Die finale Aufgabenstellung liegt in der Umsetzung des statistisch abgesicherten theoretischen Berechnungsmodells in ein allgemeingültiges Bemessungsverfahren. In diesem Zusammenhang ist der qualifizierte Ersatz der mittleren Werkstofffestigkeiten durch die charakteristische Betonkenngrößen, und die Anpassung an den für Verbundmittel üblichen Sicherheitsbeiwert  $\gamma_v = 1,25$  gegen Versagen durch Bruch vorzunehmen.

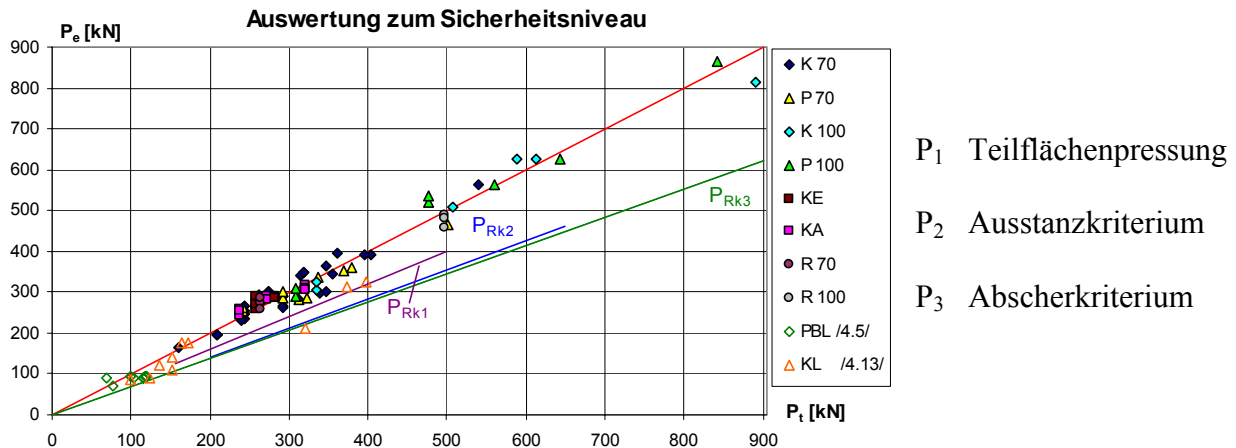
Die erste Forderung wird gewährleistet, indem die theoretischen Beanspruchbarkeiten mit charakteristischen Materialeigenschaften nach den Beziehungen  $f_{ck} = f_{cm} - 8$  und  $f_{ctk} = 0,7 \cdot f_{ctm}$  ermittelt werden. Der mittlere Quotient  $k_c = r_{tk}/r_k$  liefert ein Maß, inwieweit das experimentell bestätigte Tragvermögen durch die Verwendung von charakteristischen Materialfestigkeiten unterschätzt wird. Aus dem Produkt mit dem modellbezogenen Sicherheitsbeiwert  $\gamma_R$  ergibt sich als Hilfsgröße

$$\gamma_R^* = k_c \cdot \gamma_R \quad \text{Gl. 5.13}$$

Damit können die charakteristischen Modellfaktoren für die einzelnen Versagenskriterien bestimmt werden

$$f_{ki}^* = f_{ti} \cdot r_{ki} \cdot \frac{1,25}{\gamma_R} \quad \text{Gl. 5.14}$$

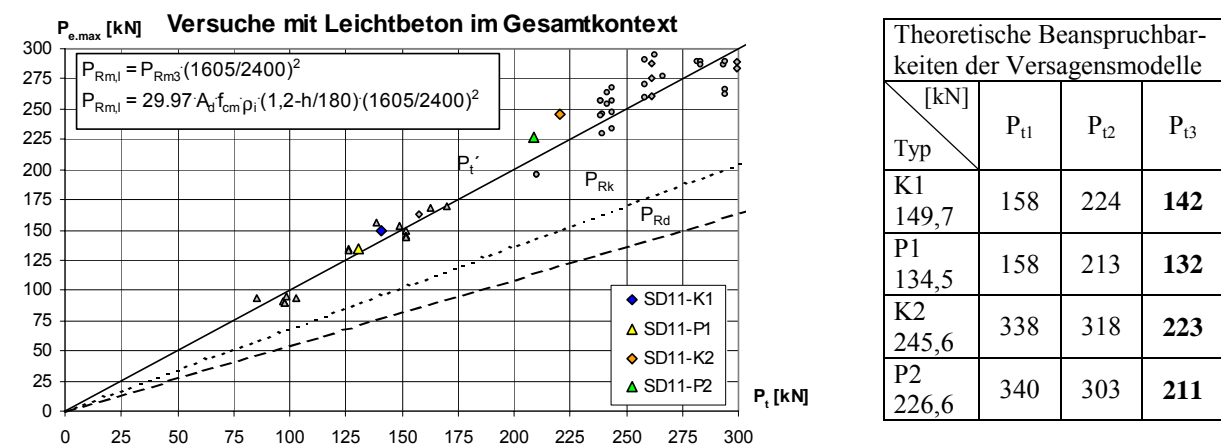
Bedingt durch die einfachere Handhabung der Versuchsdaten bauen die bisherigen Ableitungen auf dem oberen Lasthorizont  $P_{\max}$  auf. Daher ist abschließend eine sicherheitsrelevante Reduktion auf das quasistatische Niveau vorzunehmen. Aus sämtlichen Versuchsaufzeichnungen, die sowohl das obere als auch das quasistatische Bruchlastniveau ausweisen, lässt sich ein Mittelwert des Quotienten  $P_{\text{stat}}/P_{\max} = 0,849$  ermitteln. Aus diesem Wert kann abgeleitet werden, dass eine rechnerische Berücksichtigung der quasistatischen Festigkeit durch die Einführung des im Betonbau üblichen Faktors  $\alpha = 0,85$  zur Erfassung des Verhältnisses der Dauerfestigkeit zur Kurzzeitfestigkeit erfolgen kann. In dem gleichen Rahmen bewegen sich auch die Faktoren des Hochleistungs- und Leichtbetons (HC  $\alpha = 0,87$ , LC  $\alpha = 0,82$ ). In Bild 5.55 sind die Korrelationseigenschaften des erweiterten Berechnungsmodells für Betondübel einschließlich der charakteristischen Grenzlinien für den experimentellen Geltungsbereich dargestellt. Auffällig erscheint, dass ausschließlich Versuchsergebnisse aus Kaiserslautern /4.13/ geringfügig außerhalb der charakteristischen Grenzen liegen, zumal in diesem Fall die Versuchsdokumentationen nur das quasistatische Niveau ausweisen. Aus der großen Zahl der Versuche wird deutlich, dass das vorliegende Berechnungsmodell zuverlässige Größen für das Tragvermögen von Betondübeln liefert. Diese Feststellung wird insbesondere durch die sehr gute Übereinstimmung zwischen theoretischen und experimentellen Werten bei großen Tragfähigkeiten von mehr als 500 kN pro Betondübel untermauert.



**Bild 5.55** Bewertung des Sicherheitsniveaus für das dreistufige Berechnungsmodell

#### 5.4.2 Betrachtungen zur Versuchsreihe SD 11 mit Gurtplatten aus Leichtbeton

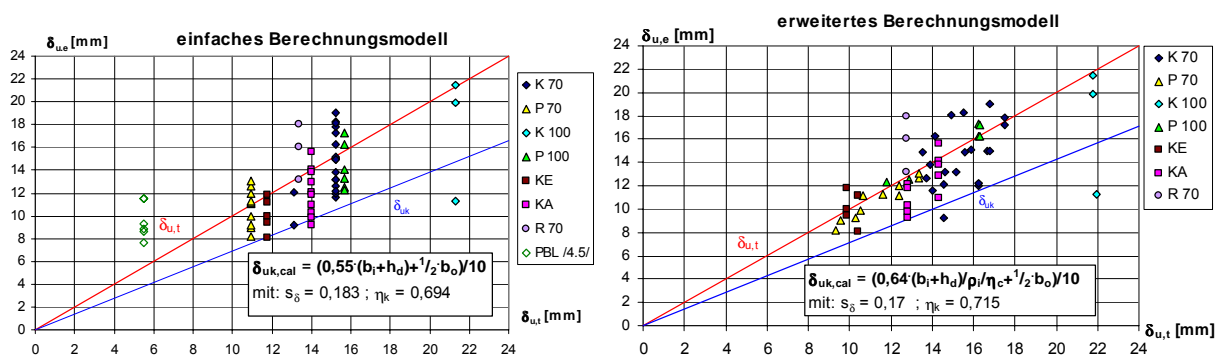
Die Versuche mit Gurtplatten aus Leichtbeton erreichten Tragfähigkeiten, die deutlich unterhalb der Werte eines Normalbetons mit gleicher Druckfestigkeit liegen. Der numerische Vergleich liefert eine lineare Abhängigkeit zum Dübelabschermodell auf einem Niveau von 45 % der theoretischen Bruchlast eines vergleichbaren Normalbetons. Aus der Betontechnologie ist bekannt, dass bei geringen Trockenrohdichten die Festigkeit des Betons im wesentlichen durch die Festigkeit und den Elastizitätsmodul des Leichtzuschlags bestimmt wird. Eine geeignete Anpassung der Versuche an das Bemessungsmodell ergibt sich durch eine Multiplikation des theoretischen Tragvermögens mit dem Faktor  $\eta_E = (\rho/2400)^2$ , der gemäß EC 4 /1.3/ zur Bestimmung des Elastizitätsmoduls von Leichtbeton zu verwenden ist. Die Qualität dieser Modellbildung ist in Bild ist in Bild 5.56 wiedergegeben. Weitere experimentelle Untersuchungen mit Leichtbeton zur Absicherung dieses Bemessungsmodells werden empfohlen.



**Bild 5.56** Korrelation des auf Leichtbeton erweiterten Berechnungsmodells

### 5.4.3 Auswertung zum Verformungsvermögen

Bei der Dimensionierung von Verbundmitteln kommt neben der Tragfähigkeit dem charakteristischen Verformungsvermögen  $\delta_{uk}$  (Bild 4.3) eine besondere Bedeutung zu. Als Voraussetzung für eine äquidistante Dübelanordnung wird gemäß Eurocode 4 ein duktiles Verbundmittel mit  $\delta_{uk} \geq 6$  mm gefordert. In den Zulassungsbescheiden für die *Perfobond*-Leiste und kleine Kombidübel werden diese Varianten als nicht-duktil eingestuft. Damit wird ein nur begrenztes Umlagerungsvermögen in der Verbundfuge unterstellt. Die verhältnismäßig geringen Rechenwerte sind einerseits auf das hohe Streumaß und andererseits auf die kleine Grundgesamtheit für eine statistische Auswertung zurückzuführen. Wurzer /4.16/ gibt für Betondübel mit mittleren und großen Ausnehmungsbreiten deutlich größere Werte für das charakteristische Verformungsvermögen an. Danach ist die Bedingung nach Eurocode 4 erfüllt. Anhand der nunmehr großen Anzahl von Versuchsergebnissen und einer integrierten Erfassung der Querbewehrung im Dübel als Parameters ist es möglich, auch für das Verformungsvermögen ein Berechnungsformat abzuleiten.



**Bild 5.57** Berechnungsgrundlagen für das charakteristische Verformungsvermögen

Eine Parameterstudie zur Bewertung der Einflussfaktoren erfolgt EDV-gestützt mittels der Betondübel-Datenbank. Aus dieser Analyse gehen zwei unterschiedliche Berechnungsansätze hervor. Diese sind in Bild 5.57 aufgetragen. Der handhabungsfreundliche vereinfachte Ansatz berücksichtigt lediglich die geometrischen Größen der Ausnehmung, in den genaueren, erweiterten Ansatz gehen auch der ideelle Bewehrungsfaktor und der Einfluss der Betongüte ein.

$$\text{Einfacher Ansatz: } \delta_{uk,cal} = (0,55 \cdot (b_i + h_d) + \frac{1}{2} \cdot b_o) / 10 \quad \text{Gl. 5.15}$$

$$\text{Erweiterter Ansatz } \delta_{uk,cal} = (0,64 \cdot (b_i + h_d) / \rho_i / \eta_c + \frac{1}{2} \cdot b_o) / 10 \quad \text{Gl. 5.16}$$

$$\text{mit } \rho_i = (1 + (\alpha_E - 1) \cdot A_{sq,l} / A_d)$$

$$\eta_c = \sqrt[4]{31,28 / f_{cm}}$$

Es zeigt sich, dass das erweiterte Verfahren nach einer statistischen Auswertung gemäß vereinfachtem Verfahren nach Eurocode 3, Anhang Z, für geschlossene Betondübel erheblich

besser korreliert (Bild 5.57). Für offene Betondübel liegen in beiden Fällen verhältnismäßig große Streuungen vor. Ein einzelner Versuchswert mit großen offenen Betondübeln liegt signifikant außerhalb der charakteristischen Grenze. Eine Begründung liegt einerseits im Versagensbild durch Ausbrüche auf der Außenseite der Gurtplatten und andererseits in der hohen Abschätzung des Tragvermögens durch das theoretische Berechnungsmodell. Aufgrund plastischer Verformungsanteile des Stahlblechs, bedingt durch kleine Lochabstände, liegen die Rechenwerte für die *Perfobond*-Leiste zum Teil deutlich auf der sicheren Seite.

#### 5.4.4 Verformungsverhalten unter Gebrauchslasten

Als Grundlage für geometrisch und physikalisch nichtlineare Verformungsberechnungen ist eine hinreichend genaue Kenntnis des Lastverformungsverhaltens und dessen Implikation in das Berechnungsmodell erforderlich. In /4.5/ und /4.16/ werden idealisierte Dübelkennlinien als bilinearer und multilinearer Ansatz gemäß Bild 5.58 und 5.59 vorgeschlagen. Als kennzeichnende Größe wird neben dem charakteristischen Trag- und Verformungsvermögen die Anfangssteifigkeit  $C$  betrachtet. Diese wird angegeben zu:

$$C = \frac{P_{\max} / 2}{\delta_{(P_{\max} / 2)}}$$

Gl. 5.17

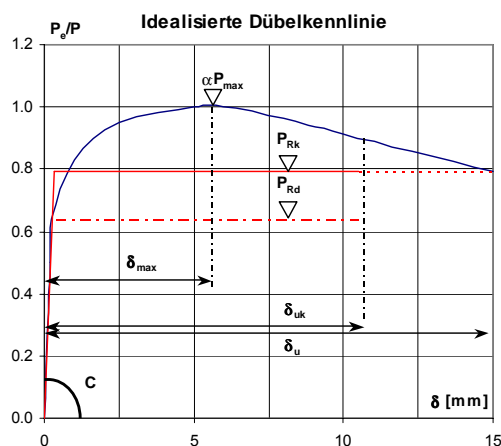


Bild 5.58 Rechenwerte für Betondübel

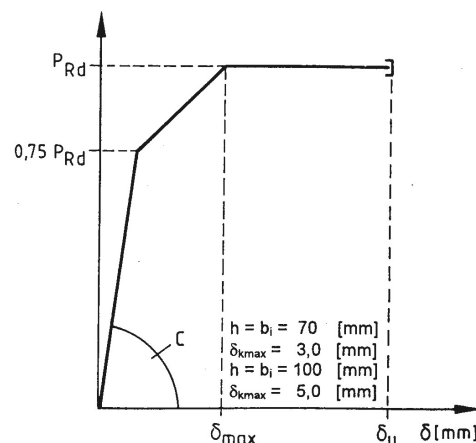
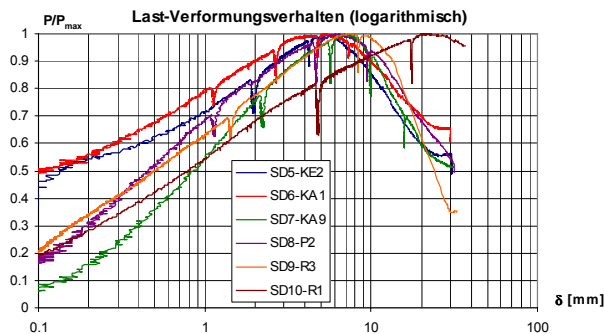


Bild 5.59 Multilineare Dübelkennlinie nach /4.16/

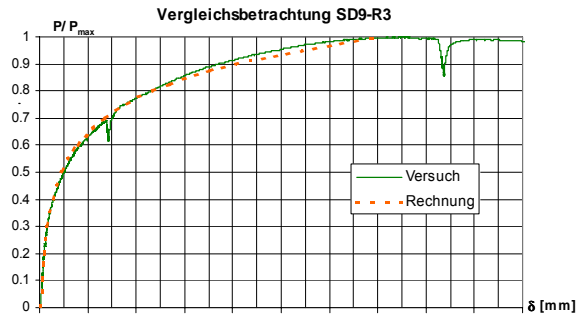
Diese linearisierte Beziehung ist anwendungsfreundlich, jedoch unter Umständen zu ungenau. Insbesondere bei hohen Beanspruchungen wird die tatsächliche Verformung unterschätzt. Eine zuverlässigere Beschreibung wird durch einen multilinearen Ansatz erreicht.

Voraussetzung für eine praktische Verwendung sind experimentell abgesicherte Erkenntnisse der beschreibenden Größen. Während das Tragvermögen über die vorliegenden Bemessungsformate abgeschätzt werden kann, liegen keine Berechnungsgrundlagen für  $\delta_{\max}$  vor.

Ein aussagekräftige Feststellung über das Verformungsverhalten bis zum Erreichen der Maximallast ist in Bild 5.60 anhand der logarithmischen Skalierung des Schlupfes auf der Abszisse verdeutlicht. In guter Näherung zeichnet sich ein linearer Zusammenhang zwischen Last und Schlupf ab. Aufgrund der Schwankungen in den Messreihen bei kleinen Verformungsgrößen, die im Rahmen der Aufzeichnungsgenauigkeit liegen, erscheint es geeignet, für die Herleitung einer Berechnungsmethode erst Werte ab 1,0 mm zu berücksichtigen.



**Bild 5.60** Grundlagen der Verformungsberechnung



**Bild 5.61** Vergleich zwischen Rechnung und Versuch

In den Gleichungen 5.18 ff. wird der Schlupf von 1,0 mm durch die Indizierung  $\delta_i$  repräsentiert, die zugehörige Laststufe wird als  $P_i$  bezeichnet. Die Korrelation der theoretischen, lastabhängigen Relativverschiebung  $\delta_i$  nach Gl. 5.20 ist in Bild 5.61 beispielhaft dargestellt.

$$k = \frac{\log \delta_{\max} - \log \delta_i}{1 - P_i / P_{\max}} = \frac{\log \delta_{\max} - \log \delta_i}{\Delta P} \quad \text{Gl. 5.18}$$

$$k \cdot \left( 1 - \frac{P_i}{P_{\max}} \right) = \log \left( \frac{\delta_{\max}}{\delta_i} \right) \quad \text{Gl. 5.19}$$

$$\delta_i = \frac{\delta_{\max}}{10^{k \cdot (1 - P_i / P_{\max})}} \quad \text{Gl. 5.20}$$

Für die praktische Anwendung der vorgeschlagenen Verformungsberechnung ist die Kenntnis der Dübelkennlinie erforderlich. Bei der Tragwerksplanung liegen im Regelfall keine spezifischen versuchsgestützten Untersuchungen vor. Zur Abschätzung der kennzeichnenden Verformungsgrößen  $\delta_{\max}$  und  $\Delta P$  können die aus der experimentellen Grundgesamtheit mittels einer empirischen Betrachtung gewonnen Bestimmungsgleichungen dienen.

Aus einer EDV-gestützten Parameterstudie kann für die maximale Verformung eine lineare Abhängigkeit vom Elastizitätsmodul des Betons, der Bewehrung und den geometrischen Größen der Ausnehmung nach Gleichung 5.21 hergeleitet werden.

$$\delta_{\max, \text{cal}} = \frac{h_d \cdot \rho_i \cdot (b_i + 2 \cdot t_w)}{40,5 \cdot \sqrt[3]{f_{\text{cm}} \cdot t_w}} \quad \text{Gl. 5.21}$$

Für die Differenz zwischen der Last bei einem Millimeter Schlupf und dem Tragvermögen eines Betondübel lässt sich eine Beziehung finden, die durch den Quotienten aus den geometrischen Parametern und dem Bewehrungsgrad, der Betongüte und dem Elastizitätsmodul beschrieben werden kann.

$$\Delta P = \left(1 - \frac{P_i}{P_{\max}}\right) = \frac{27,15 \cdot \rho_i \cdot f_{cm}^{-4/3}}{(1 + t_w/b_i)} \quad \text{Gl. 5.22}$$

Anhand der Bilder 5.62 und 5.63 wird deutlich, dass analog der Auswertung zum charakteristischen Verformungsvermögen (Bild 5.57) erhebliche Streuungen vorhanden sind. Diese liegen darin begründet, dass neben den Entwurfparametern aus Geometrie und Betongüte weitere, nicht quantifizierbare Einflüsse aus dem Versuchsablauf oder dem Porengehalt im Beton vorhanden sind. Im Rahmen einer statistischen Auswertung können die charakteristischen Werte der Verformungsgrößen ermittelt werden. Abweichend von der Auswertung des Tragvermögens liefert in diesem Fall die 95%-Fraktile eine sichere Grenze.

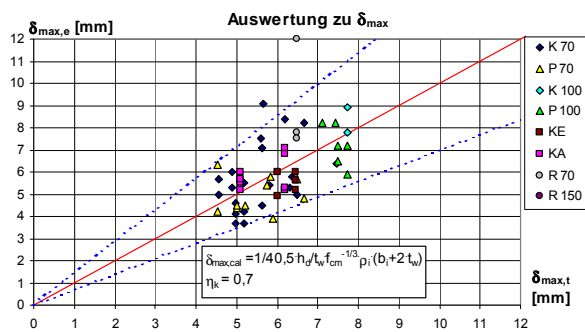


Bild 5.62 Statistische Analyse zu  $\delta_{\max}$

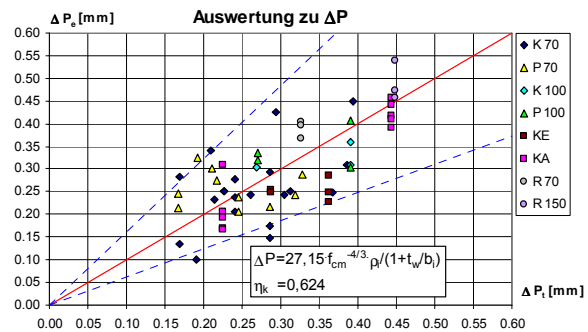


Bild 5.63 Statistische Analyse zu  $\Delta P$

Unter Einbeziehung der spezifischen Fraktilefaktoren  $\eta_k$  entsprechend dem vereinfachten Auswertungsverfahren nach EC 3, Anhang Z, ergeben sich für die Verformungsgrößen folgende charakteristische Beziehungen:

$$\delta_{\max,k} = \frac{h_d \cdot \rho_i \cdot (b_i + 2 \cdot t_w)}{28,5 \cdot \sqrt[3]{f_{cm}} \cdot t_w} \quad \text{Gl. 5.23}$$

$$\Delta P_k = \frac{43,5 \cdot \rho_i \cdot f_{cm}^{-4/3}}{(1 + t_w/b_i)} \quad \text{Gl. 5.24}$$

Zusammenfassend kann festgestellt werden, dass anhand einer Grundgesamtheit von 102 einzelnen Versuchswerten ein allgemeingültiges Bemessungskonzept für Betondübel hergeleitet werden konnte, das neben den für die Dimensionierung relevanten Größen des Tragvermögens und des charakteristischen Verformungsvermögens eine nichtlineare Beschreibung der Dübelkennlinie gestattet.

## 5.5 Vergleichsbetrachtung zur Kopfbolzenteknologie

Eine wichtige Fragestellung zur Konkurrenzfähigkeit der Betondübel gegenüber der marktherrschenden Kopfbolzenteknologie liegt einerseits in den erreichbaren Tragfähigkeiten, andererseits aber auch in der Wirtschaftlichkeit dieser Verbundmittelvariante. Bei einer Erzeugung der Ausnehmungen durch konventionelles Brennschneiden liegen die Kosten pro Ausnehmung deutlich über denen eines Kopfbolzendübel. Mit einer entsprechenden maschinellen Ausstattung können die Aussparungen rationell durch Stanzen oder NC-gesteuertes Brennschneiden hergestellt werden. Damit sind geringere Stückkosten als bei einem Kopfbolzendübel zu erwarten. Hierfür erscheinen die annähernd runden Ausnehmungen besonders geeignet. Ein wesentlicher Vorteil der Betondübel wird beispielhaft in Bild 5.64 verdeutlicht. Bei einem größeren Freiraum in der Formgebung können signifikant höhere Werte für das Tragvermögen erzielt werden. Hingegen stellt die Tragfähigkeit von Kopfbolzendübel mit einem Durchmesser von  $d = 25 \text{ mm}$  /5.4/ aus heutiger Sicht eine Obergrenze dar.

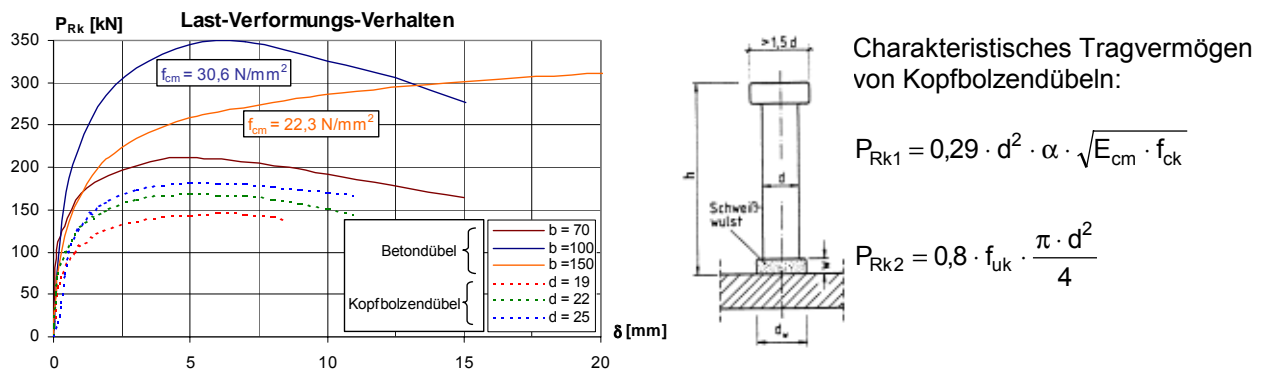


Bild 5.64 Dübelkennlinien von Betondübel und Kopfbolzendübeln

Die vergleichende Betrachtung zum Sicherheitsniveau gemäß Bild 5.65 mit Versuchswerten nach /5.4/ und /5.5/ und Bild 5.66 weist für die Betondübel unabhängig vom Versagenskriterium günstigere Korrelationseigenschaften aus. Darüber hinaus ist anzumerken, dass das Berechnungsmodell für Betondübel auf dem quasistatischen Tragvermögen aufbaut, während die Versuchsauswertung für Kopfbolzendübel auf den oberen Traglasthorizont bezogen ist.

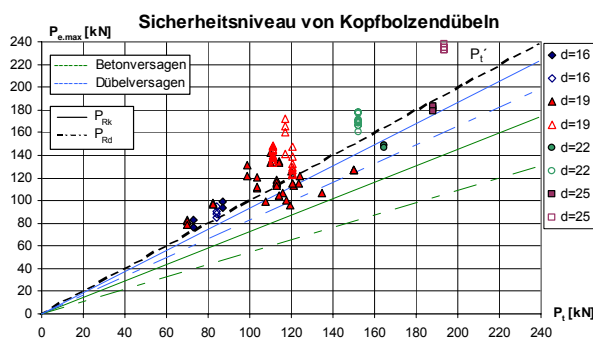


Bild 5.65 Sicherheitsniveau Kopfbolzendübel

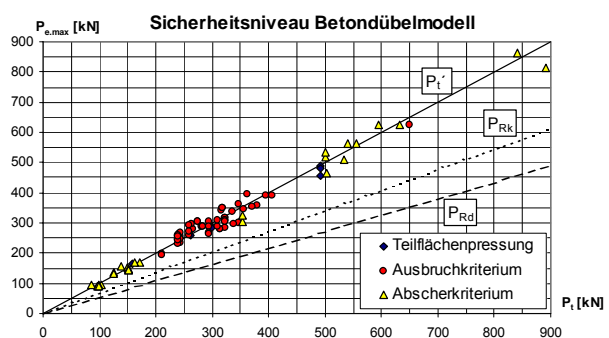
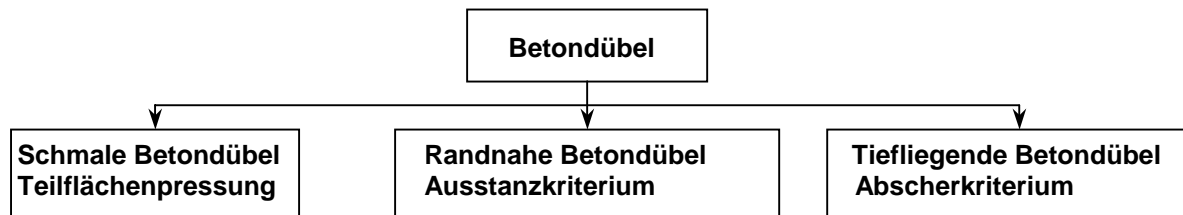


Bild 5.66 Sicherheitsniveau Betondübel

## 5.6 Zusammenfassung

Aufbauend auf einer experimentellen Grundgesamtheit von 102 Push-Out-Versuchen konnte ein statistisch abgesichertes Berechnungsverfahren zur Dimensionierung von Betondübeln hergeleitet werden. Beobachtungen während der Versuchsdurchführung wiesen drei typische Versagensformen auf, die durch mechanische Versagensmodelle zu formulieren sind. Auf dieser Grundlage ist eine Klassifizierung von Betondübeln nach Bild 5.67 möglich.



**Bild 5.67** Klassifizierung von Betondübeln

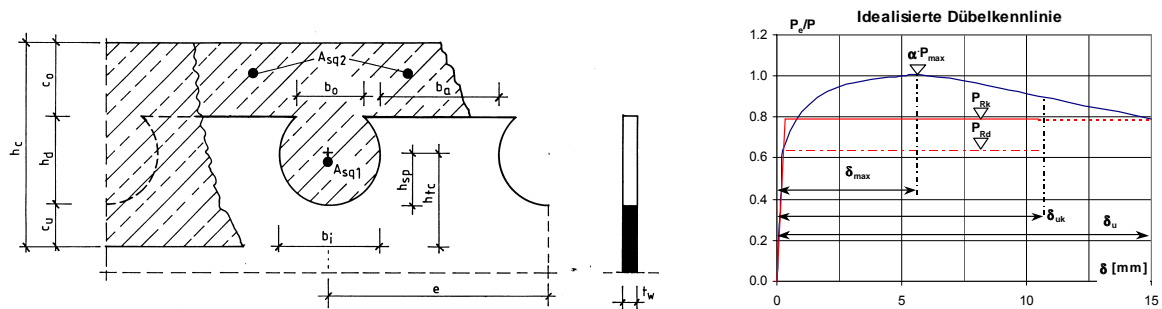
Betondübel mit einem großen Ausnehmungsquerschnitt in kleinen Blechdicken weisen als Versagen eine Überschreitung der lokalen Teilflächenpressung an der Leibungsfläche auf. Diese Versagensform ist gekennzeichnet durch eine ausgeprägte Schlupfentwicklung und eine überdurchschnittliche Relativverschiebung bei Erreichen der Maximallast. Darüber hinaus verfügt ein "schmaler Betondübel" über ein hohes Maß an Duktilität, das einerseits durch die Verformungen des Betons in der Prozesszone, und andererseits durch plastische Deformation des Stahlquerschnittes begünstigt wird.

"Randnahe Betondübel" werden dadurch charakterisiert, dass sie topologisch nahe am oberen oder unteren Rand der Gurtplatte positioniert sind. Als Versagensform stellt sich ein schiefkegelförmiger Ausbruch mit der Spitze im Schwerpunkt der Ausnehmung dar.

"Tiefliegende Betondübel" repräsentieren eine Konstellation, bei denen sich ein Versagen ungestört von geometrischen Grenzbedingungen durch ein zweiseitiges Abscheren des Betons einstellt.

Die Anwendungsgrenzen dieses Verbundmittels werden durch das experimentell abgesicherte Spektrum vorgegeben. In Bezug auf die Betongüte können die Festigkeitsklassen nach den europäischen Normen /1.2;/1.3/ abgedeckt werden. Eine Erweiterung auf den Bereich der Hochleistungs- und Leichtbetone bedarf weiterer experimenteller Forschung, die vorgestellten Tastversuche deuten mit den gewonnenen Erkenntnissen günstige Trag- und Verformungseigenschaften an. Eine zusammenfassende Übersicht über das Bemessungsmodell für Betondübel ist in Tafel 5.2 mit den Bezeichnungen gemäß Bild 5.68 dargestellt.



**Bemessungskonzept für Betondübel****Bild 5.69** Bezeichnungen zum Bemessungskonzept für Betondübel

Dübeltragfähigkeit		
Teilflächenpressung	$P_{Rd1} = 72,7 \cdot f_{ck}^{1/2} \cdot h_d \cdot t_w \cdot \frac{1}{\gamma_v}$	$\gamma_v = 1,25$
Ausstanzkriterium	$P_{Rd2} = 25,6 \cdot h_{tc}^2 \cdot f_{ctk} \cdot \rho_i \cdot \frac{1}{\gamma_v}$ mit: $\rho_i = 1 + (E_s/E_{cm} - 1) \cdot A_{sq1}/A_d$	
Abscherkriterium	$P_{Rd3} = 23,4 \cdot A_d \cdot f_{ctk} \cdot \rho_i \cdot f_h \cdot \frac{1}{\gamma_v}$ mit: $f_h = (1,2 - h_d/180) \leq 1$	
Mindestabstand	$\min e = b_i + P_{Rd} / (0,7 \cdot t_w \cdot f_{yd})$	
Bezeichnungen (Bild 5.69)	<div><div><div><math>b_i</math></div><div>effektive Ausnehmungsbreite der Stegöffnung</div></div><div><div><math>b_o</math></div><div>Öffnungsbreite der Ausnehmung</div></div><div><div><math>b_a</math></div><div>kleinste Breite des Stahlzahns</div></div><div><div><math>t_w</math></div><div>Blechdicke</div></div><div><div><math>c_u</math></div><div>Betondeckung unter dem Dübelfuß</div></div><div><div><math>c_o</math></div><div>Betondeckung über der Stegoberkante</div></div><div><div><math>h_d</math></div><div>Dübelhöhe</div></div><div><div><math>A_d</math></div><div>Querschnittsfläche einer Aussparung</div></div><div><div><math>h_{sp}</math></div><div>Schwerpunktabstand der Dübelfläche vom Dübelfuß</div></div><div><div><math>h_{tc}</math></div><div>Höhe des Ersatzkegels (<math>h_{tc} = h_{sp} + c_u</math>)</div></div><div><div><math>f_{ck}</math></div><div>Charakteristische Zylinderdruckfestigkeit des Betons</div></div><div><div><math>f_{ctk}</math></div><div>Charakteristische Zugfestigkeit des Betons</div></div><div><div><math>e</math></div><div>Schwerpunktabstand zweier Betondübel in Kraftrichtung</div></div></div>	
Querbewehrung	$A_{sq} = 0,5 \cdot P_{Rd} / f_{yd} = (A_{sq1} + A_{sq2})$	
Duktilität	$\delta_{uk} = \frac{1}{10} \cdot (0,64 \cdot (b_i + h_d) / \rho_i / \eta_c + 1/2 \cdot b_o)$ mit $\eta_c = \sqrt[4]{31,28 / f_{cm}}$	
Last-Verformungs- Charakteristik	<div><div><math>\delta_{max,k} = \frac{h_d \cdot \rho_i \cdot (b_i + 2 \cdot t_w)}{28,5 \cdot \sqrt[3]{f_{cm}} \cdot t_w}</math></div><div><math>\Delta P_k = \frac{43,5 \cdot \rho_i \cdot f_{cm}^{-4/3}}{(1 + t_w / b_i)}</math></div><div><math>\delta_i = \delta_{max} / 10^{k \cdot \Delta P_k}</math> mit <math>k = \frac{\log \delta_{max,k}}{\Delta P_k}</math></div></div>	
Anwendungsgrenzen	<div><div><math>35 \leq h_d \leq 135 \text{ mm}</math></div><div><math>h/b_i \leq 1</math></div></div> <div>Beton C 20/25 - C 70/85</div>	

**Tafel 5.2** Rahmenbedingungen und Bemessungsgrundlagen des Bemessungskonzeptes für Betondübel



## **6. Experimentelle Untersuchungen zum Ermüdungsverhalten von Betondübeln**

### **6.1 Grundlagen**

#### **6.1.1 Theoretische Berechnungs- und Nachweiskonzepte**

Als Voraussetzung für einen Einsatz von Betondübeln in Brücken- oder Industriebauwerken, bei denen neben der statischen Beanspruchung aus ständigen Lasten auch Komponenten aus zeitlich veränderlichen Einwirkungen auftreten, ist die Frage nach der Dauerfestigkeit unter zyklischer Beanspruchung als Grundlage für einen Nachweis der Ermüdungsfestigkeit zu klären. Im Rahmen der Einführung der neuen Normengeneration werden für Betontragwerke nach DIN 1045 neu /1.8/ und Verbundkonstruktionen nach DIN 18800 Teil 5 /1.9/ Nachweisverfahren für den Grenzzustand der Tragfähigkeit für Ermüdung angegeben. Wesentliche Grundlagen für die Nachweismethoden sind im CEB-FIP Model Code 1990 zusammengestellt und erläutert.

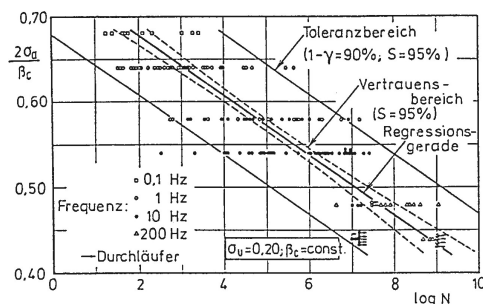
Ein vereinfachter Nachweis ist durch die Begrenzung der Spannungsschwingbreiten für den Werkstoff Stahl und durch die Einhaltung der zulässigen Spannungen für den Beton gestattet. Die Ermüdungsnachweise sind unabhängig von der Geometrie des Bauteils getrennt für den Stahl und Beton zu führen. Nach /6.1/ kann die ermüdungsbedingte Zerstörung des Verbundes zwischen Beton und Betonstahl aufgrund der eingeschränkten Ausnutzung der Werkstoffe vernachlässigt werden.

Eine verfeinerte Methode liegt mit dem Nachweis auf Grundlage der Maximalbeanspruchung vor. Dabei wird der geringeren Schädigungswirkung von Lastwechseln auf niedrigerem Beanspruchungsniveau, welche einen großen Teil des Spektrums repräsentieren, Rechnung getragen. Eine schwierige Fragestellung liegt in diesem Zusammenhang in der Festlegung der Anzahl der zu erwartenden Beanspruchungsschwingspiele auf Maximalniveau. Die Dauerfestigkeit kann material- und einwirkungsspezifischen Wöhlerlinien entnommen werden.

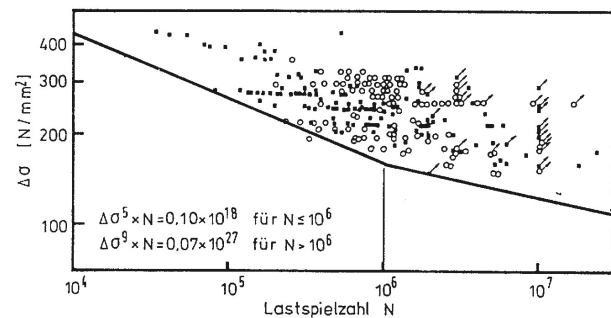
Eine wirtschaftlichere Dimensionierung ist für eine Bemessung auf Grundlage des Lastspektrums durch einen Nachweis der Betriebsfestigkeit möglich. Diese Vorgehensweise setzt eine genaue Kenntnis des Lastkollektivs und gegebenenfalls eine zuverlässige Projektion auf zukünftige Änderungen der Einwirkungen voraus. Diese Aussage trifft z.B. im Brückenbau zu, wo die Entwicklung des Schwerverkehrs sowohl qualitativ als auch quantitativ über die Lebensdauer des Tragwerks prognostiziert werden muss. Ein wesentliches Instrument zur Erfassung eines bauwerksspezifischen Lastkollektivs ist in jüngerer Zeit durch die Installation von Monitoringsystemen gegeben. Einen einfacheren Lösungsweg bieten beispielsweise Zählungen des Verkehrsaufkommens.

## 6.1.2 Nachweis der spezifischen Betriebsfestigkeit

Die Grundlage für die Bewertung der Ermüdungs- bzw. Betriebsfestigkeit von Bauteilen bilden die Erkenntnisse aus experimentellen Untersuchungen. In der Vergangenheit wurden, wie in den Bildern 6.1 und 6.2 verdeutlicht, anhand einer Vielzahl von Werkstoffproben Versuche unter zyklischer Belastung vorgenommen. Ein wesentliches Merkmal dieser Versuche lag in einem einstufigen Lastkollektiv über die gesamte Versuchsdauer. Mit Hilfe einer statistischen Analyse konnten aus dem experimentellen Spektrum Wöhlerlinien zur Abgrenzung einer abgesicherten Ermüdungsfestigkeit hergeleitet werden. Für eine spezifische Wöhlerlinie, die für den Werkstoff Stahl im Regelfall auf die Spannungsdoppelamplitude  $\Delta\sigma$  und für den Beton wahlweise auf die konstante Ober- bzw. Unterspannung bezogen wird, ist ein erheblicher experimenteller Aufwand erforderlich. Zusätzlich mussten für unterschiedliche Konfigurationen der konstanten Größe eigenständige Wöhlerdiagramme erstellt werden.

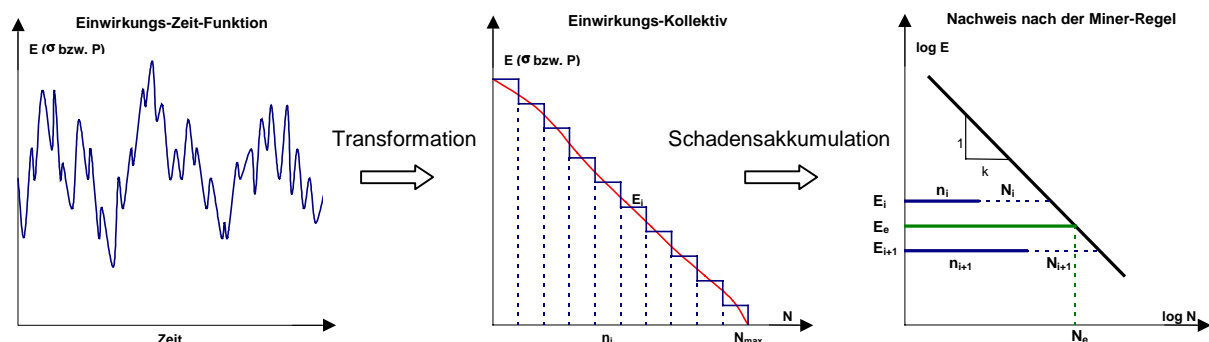


**Bild 6.1** Typische Wöhlerlinie für Beton /6.2/



**Bild 6.2** Typische Wöhlerlinie für Betonstähle /6.1/

Für die praktische Anwendung sind zwei unterschiedliche Vorgehensweisen für den Nachweis der Betriebsfestigkeit üblich. Eine einfache Methode stellt die lineare Schadensakkumulationshypothese nach Palmgren und Miner dar. Dabei wird eine wirklichkeitsnahe Einwirkungs-Zeitfunktion über ein geeignetes Zählverfahren (z.B. Rainflow- oder Reservoir-Methode) in ein Summenhäufigkeitsdiagramm überführt (Bild 6.3).



**Bild 6.3** Schematische Vorgehensweise für den Nachweis der Betriebsfestigkeit nach dem Nennspannungskonzept

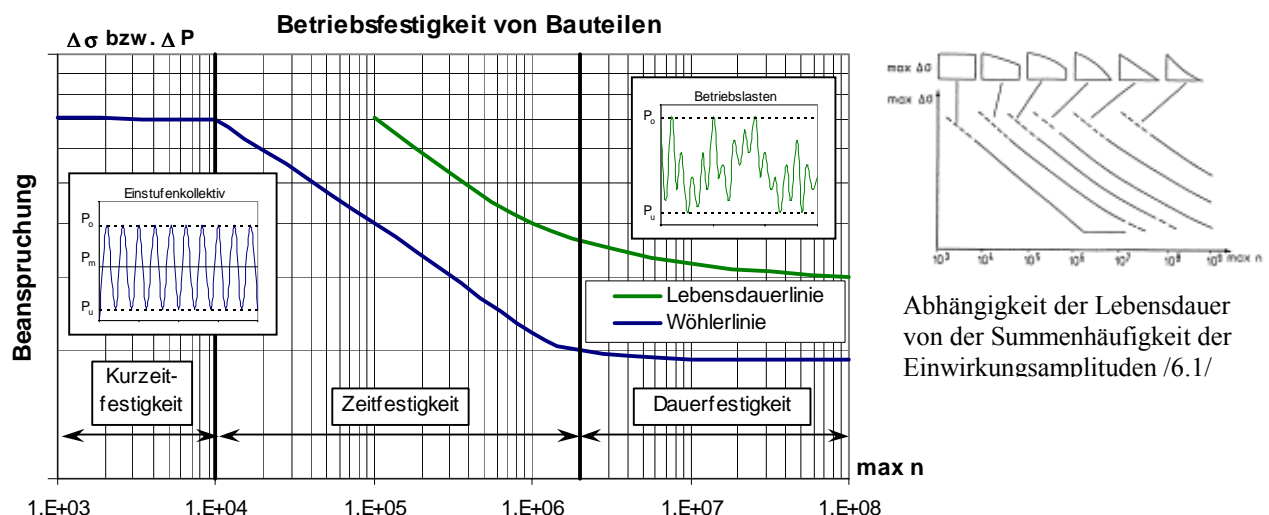
Aus Handhabungsgründen kann die stetige Verteilung der Summenhäufigkeit zu einem diskreten Einwirkungskollektiv vereinfacht werden. Mittels einer Schadensakkumulationshypothese werden die einzelnen Last- oder Schwingspiele entsprechend ihrer auftretenden Amplituden ( $\sigma_a$  bzw.  $P_a$ ) mit Schwingweiten von  $\Delta\sigma = 2 \cdot \sigma_a$  bzw.  $\Delta P = 2 \cdot P_a$  hinsichtlich ihrer schädigenden Wirkung bewertet. Die Schädigung eines Lastspiels beträgt  $1/N_i$  des zugehörigen Einwirkungshorizontes der spezifischen Wöhlerlinie. Die rechnerische Lebensdauer  $D$  gilt als erschöpft, wenn die Gesamtschädigung als Summe der Schädigungsbeiträge den Wert 1,0 erreicht.

$$D = \sum_i D_i = \sum_i \frac{n_i}{N_i} \leq 1 \quad \text{Gl. 6.1}$$

mit  $D_i$  Schädigungsgrad  $n_i/N_i$  aus einer Teilschädigung  
 $n_i$  Anzahl der Lastspiele eines Einwirkungshorizontes  
 $N_i$  Anzahl der ertragbaren Lastspiele eines Einwirkungshorizontes

Eine Voraussetzung für die Anwendung einer linearen Schadensakkumulationshypothese ist, dass die Reihenfolge der Lastspiele unterschiedlicher Amplituden keinen Einfluss auf das Fortschreiten der Schädigung hat. Zur Erfassung der mittelspannungs-, dauerfestigkeits- und schädigungsbedingten Reihenfolgeeffekte sind nach /6.3/ und /6.4/ Ansätze nichtlinearer Schadensakkumulation und bruchmechanische Konzepte geeignet.

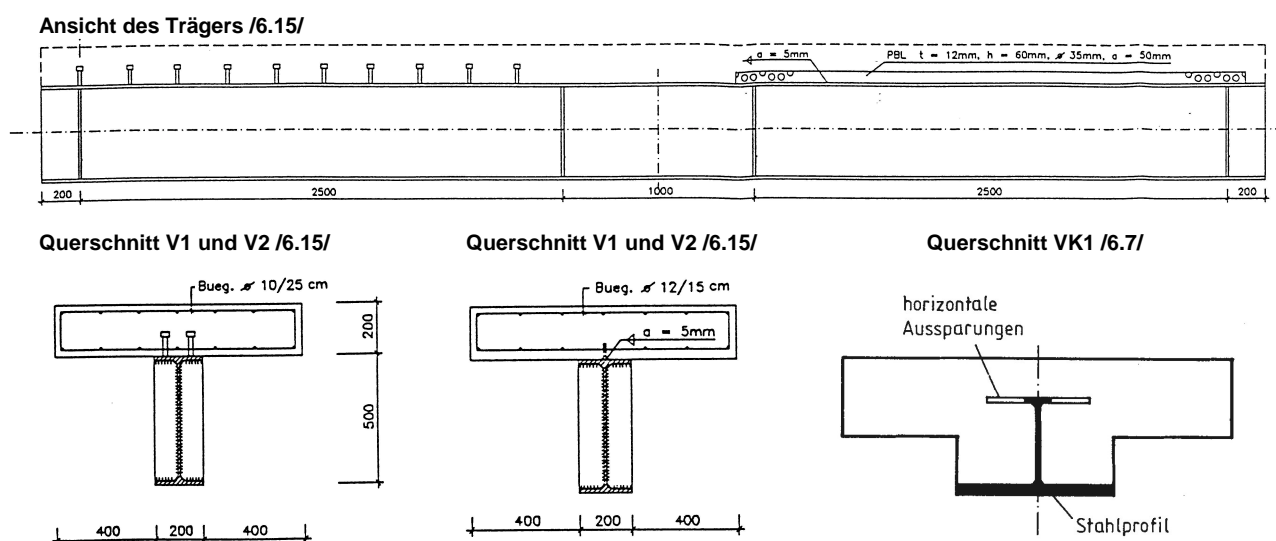
Neuere Forschungsansätze tendieren dahin, Bauteilversuche mittels digitaler Regelung der Prüfmaschine mit wirklichkeitsnahen Betriebslasten zu beaufschlagen, die anhand von Beobachtungen und Messungen an Bauwerken ermittelt werden. In /6.3/-/6.5/ wird von experimentellen Untersuchungen an Verbundmitteln unter Betriebslasten berichtet. Die Versuchsergebnisse bestätigen die vermutete erheblich höhere Lebensdauer in Abhängigkeit vom Lastkollektiv, wie es schematisch in Bild 6.4 wiedergegeben ist



**Bild 6.4** Nachweismethoden für die Betriebsfestigkeit

## 6.2 Stand der Forschung

Zum gegenwärtigen Stand der Forschung liegen nur wenige experimentelle Erkenntnisse zur Ermüdungsfestigkeit von Betondübeln vor. In diesem Zusammenhang sind die Untersuchungen für die *Perfobond*-Leiste /6.6/ anhand von 3 Push-Out-Versuchen zu erwähnen. Diese wurden vor einem statischen Bruchversuch einer zyklischen Belastung unterzogen. Experimentelle Vergleichsbetrachtungen zwischen den Ermüdungseigenschaften von Kopfbolzendübeln und Betondübeln sind in /6.15/ dokumentiert. Zum einen wird ein herkömmlicher 3-Punkt-Biegeversuch an einem Verbundträger mit einer Stützweite von 6,0 m geschildert, bei dem die Verbundsicherung gemäß Bild 6.5 in der einen Hälfte durch die *Perfobond*-Leiste und in der anderen Hälfte durch Kopfbolzendübel mit einem Durchmesser von 19 mm ausgeführt war (V1). Infolge einer Vordimensionierung der *Perfobond*-Leiste nach den Bemessungsformaten gemäß /1.15/, die das Tragvermögen konservativ wiedergeben, unterlagen die Verbundmittel unterschiedlichen Oberlasthorizonten. Das Versagenskriterium durch Ermüdung der Kopfbolzendübel (Bild 6.6) lässt daher noch keine qualitative Bewertung der Ermüdungseigenschaften der betrachteten Verbundmittel zu. Die Versuchsträger V2 und V3 verfügten über eine identische Geometrie, wie der Träger V1, jedoch wurde der Verbund beim Träger V2 vollständig durch die *Perfobond*-Leiste und beim Träger V3 durchgehend durch Kopfbolzendübel hergestellt. Die Besonderheit der Versuche V2 und V3 lag darin, dass die Träger mit untenliegender Gurtplatte repräsentativ für den negativen Momentenbereich mit gerissenem Betongurt getestet wurden. Darüber hinaus wird in /6.7/ von einem Ermüdungsversuch an einem Verbundträger mit der Bezeichnung VK1 als 3-Punkt-Biegeversuch mit liegenden Betondübeln mit Ausnehmungsbreiten von 100 mm, die einander gegenüberliegend in die Flansche eines I-Profils eingebracht worden sind, berichtet.



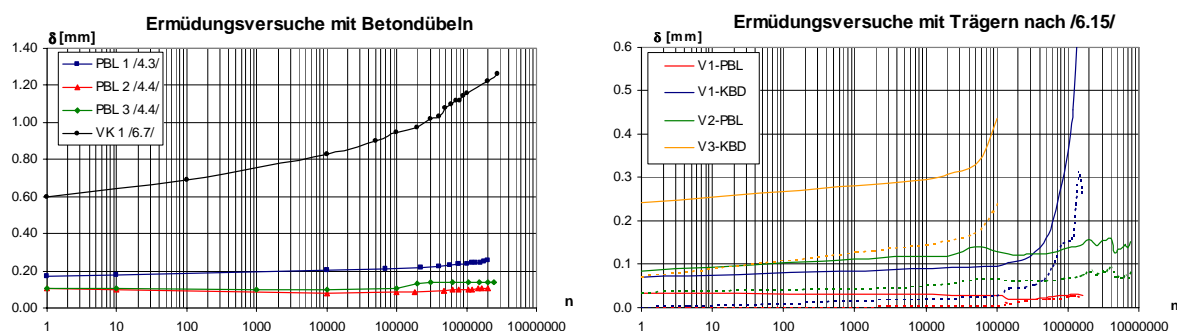
**Bild 6.5** Geometrische Bedingungen der Trägerversuche zum Ermüdungsverhalten /6.7/; /6.15/

Die Anzahl der mit einem Einstufenkollektiv gefahrenen Lastwechsel lag zwischen  $2,0 \cdot 10^6$  und  $7,5 \cdot 10^6$ . Eine Zusammenstellung der beschreibenden Größen ist in Tabelle 6.1, bezogen auf einen einzelnen Betondübel, wiedergegeben. Ein wesentliches Merkmal dieser insgesamt 7 Versuche ist darin zu sehen, dass die oberen Belastungsgrenzen der Betondübel mit Werten zwischen 30-40 % der experimentell bestätigten bzw. theoretischen Bruchlasten auf einem relativ niedrigen Niveau lagen. Systematische Versuche zur Verifikation von Bruchlastspielzahlen für die Herleitung einer Wöhlerlinie sind bisher nicht bekannt.

**Tabelle 6.1** Daten der Ermüdungsversuche

	$P_u$ [kN]	$P_o$ [kN]	$P_{max}$ [kN]	$P_o/P_{max}$ [-]	n	Hz
PBL 1	2,8	28,0	70,0	0,40	$2,0 \cdot 10^6$	5,4
PBL 2			91,5	0,30	$2,0 \cdot 10^6$	
PBL 3			93,5	0,30	$2,5 \cdot 10^6$	
V1 KBD	4,44	23,9	108,3	0,50	$7,5 \cdot 10^6$	2,3
V1 PBL	10,0	53,7	78,5	0,30		
V2	4,44	23,9	78,5	0,30	$1,6 \cdot 10^6$	
V3	12,5	66,2	124,5	0,54	$1,0 \cdot 10^5$	
VK 1	13,3	66,7	208,3	0,32	$2,8 \cdot 10^6$	1,2

Der Vergleich der experimentellen Ergebnisse für die *Perfobond*-Leiste zeigt unabhängig vom Versuchstyp als Träger bzw. Push-Out-Versuch für Belastungshorizonte von 30-40 % der Bruchlast ein gleichartiges Schlupffortschrittsverhalten auf einem quantitativ niedrigen Niveau. Dabei ist besonders hervorzuheben, dass der Träger V2 mit der Gurtplatte in der Zugzone keinen größeren Endschlupf aufweist, als die Push-Out-Versuche mit annähernd gleichem Oberlastniveau. Deutlich ausgeprägter stellen sich Anfangsschlupf und Schlupffortschritt für den Verbundträger VK1 mit Ausnehmungsbreiten von  $b_i = 100$  mm dar (Bild 6.6). Auch wenn beim gemischten Versuch V1 und beim Referenzversuch mit Kopfbolzen V3 die Dübel im Verhältnis höher beansprucht worden sind, zeigte sich in beiden Fällen ein Versagen der Verbundfuge bei Oberlasten unterhalb der maximalen Gebrauchseinwirkungen.



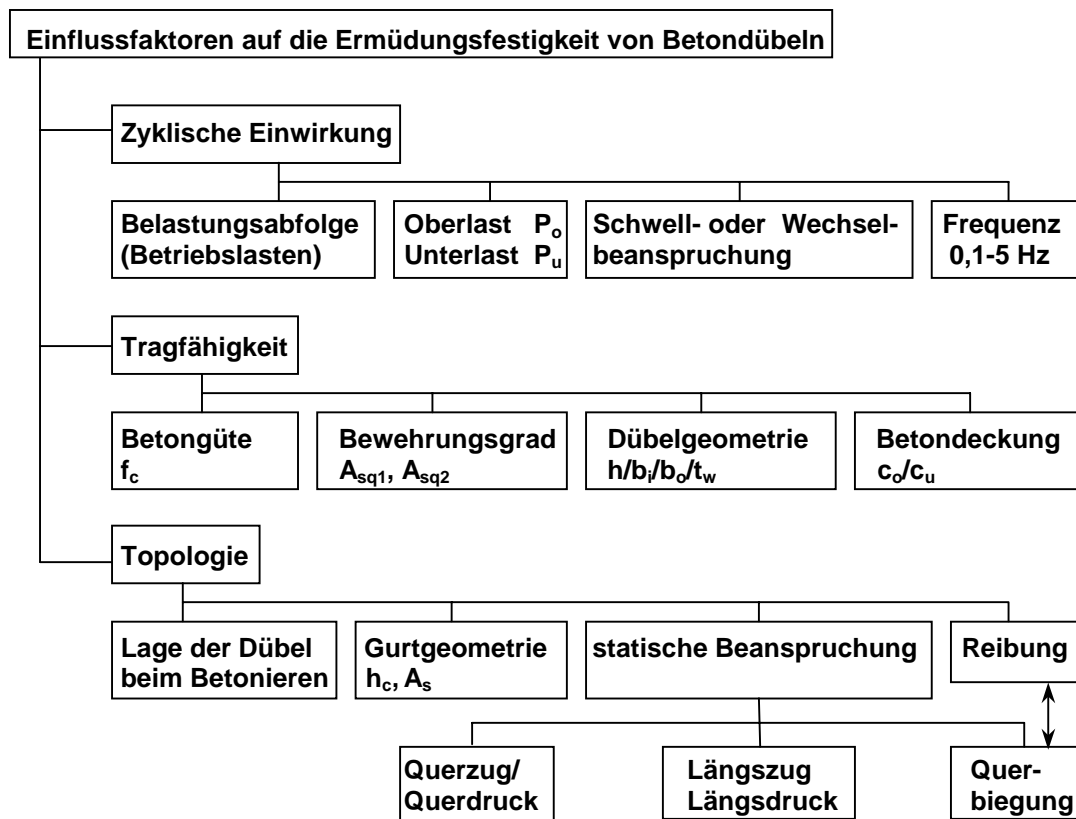
**Bild 6.6** Entwicklung der Relativverschiebungen zwischen Stahlprofil und Betongurt aus Ermüdungsversuchen



### 6.3 Einflussfaktoren

Die Zusammenstellung der Einflussfaktoren auf das Ermüdungsverhalten nach Bild 6.7 zeigt, dass von der Einwirkungsseite noch eine Vielzahl von Parametern über die Einflussgrößen für das statische Tragvermögen hinaus zu bewerten sind. Aus dem umfangreichen Versuchsspektrum der statischen Untersuchungen ist abzuleiten, welcher experimentelle Aufwand zu betreiben ist, um eine umfassende Antwort über die Ermüdungseigenschaften von Betondübeln zu erhalten. Für die geometrischen Attribute und den Einfluss der Dübeltopologie können aus dem Trag- und Verformungsverhalten unter statischer Lasteinwirkung keine abgesicherten Rückschlüsse auf das Ermüdungsverhalten gezogen werden. Aus diesem Grunde ist es erforderlich, im Rahmen der Versuchskörpergestaltung eine repräsentative Auswahl der Einflussparameter zu projektieren, um eine möglichst vollständige Klärung der Problemstellung zu erhalten.

Der wesentliche Aspekt der Aufgabenstellung ist in der Betrachtung der Einflüsse von der Einwirkungsseite zu sehen. In der experimentellen Forschung wurden in der Vergangenheit eine Vielzahl von Untersuchungen anhand von Werkstoffproben vorgenommen, die überwiegend das lokale Ermüdungsverhalten für den einachsigen Spannungszustand repräsentieren. Eine zusammenfassende Darstellung ist in /6.1/;6.8/ und /6.9/ zu finden.



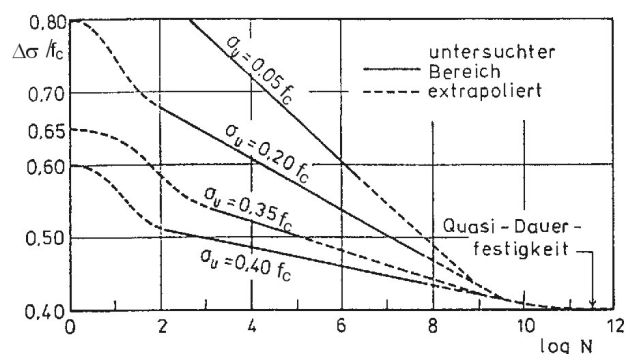
**Bild 6.7** Einflussfaktoren auf die Ermüdungsfestigkeit von Betondübeln

In /6.1/ wird angedeutet, dass eine genaue Untersuchung des Ermüdungsverhaltens nur anhand von Bauteilversuchen mit wirklichkeitsnahen geometrischen Abmessungen erfolgen kann. Diese Aussage macht deutlich, dass für jede spezifische Problemstellung gesonderte Untersuchungen erforderlich sind.

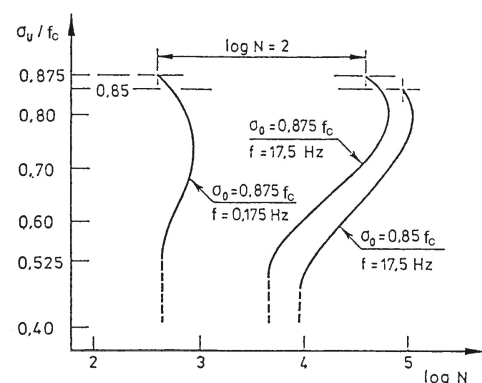
Zur Erfassung der Lastabhängigkeit in Form der Ober- und Unterlasten, bzw. der Einwirkungsamplituden, hat sich als übliche Vorgehensweise durchgesetzt, die Einwirkungen unabhängig von der Geometrie durch Spannungen auszudrücken (Bild 6.8) und bei der Auswertung auf die einachsige Bruchspannung zu beziehen. Für die vorliegenden Untersuchungen erscheint ein spannungsbezogener Auswertungsmodus unzweckmäßig, da das komplexe Tragverhalten eines Betondübeln auf einem dreiaxialen Spannungszustand beruht. Darüber hinaus sind auf den Werkstoff Beton bezogen drei unabhängige Versagenskriterien bekannt, die jeweils durch verschiedene Werkstoffkennwerte beschrieben werden können. Unter der Zielvorgabe der Ableitung eines geschlossenen Nachweisformates ist es sinnvoll, als Bezugsgröße das Tragvermögen eines Betondübeln einzuführen.

Das zyklische Einwirkungsspektrum bleibt im Rahmen der vorliegenden Untersuchungen auf den Druck-Schwellbereich zu beschränkt. Im Falle einer wechselnden Beanspruchung unterliegt der Betondübel jeweils mit der gegenüberliegenden Leibungsfläche einer Druckbelastung. Es kann vermutet werden, dass ein ähnliches Ermüdungsverhalten wie bei einer Beanspruchung im Druck-Schwellbereich vorliegt. Zum detaillierten Studium zusätzlicher Eigenschaften, wie z.B. Dämpfungseffekte infolge Reibung, ist die Durchführung spezifischer Versuche erforderlich.

Zum Einfluss der Belastungsfrequenz ist in /6.1/ dokumentiert, dass für Druckspannungen unterhalb von 75 % der Bruchspannung im Spektrum zwischen 1-15 Hz keine signifikanten Auswirkungen vorliegen. Bei einem höheren Einwirkungs niveau oberhalb der Dauerfestigkeit zeigt sich experimentell eine größere Bruchlastspielzahl bei höheren Frequenzen (Bild 6.9).



**Bild 6.8** Wöhlerlinien des druckbeanspruchten Betons /6.10/



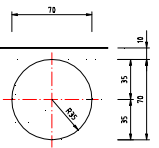
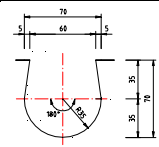
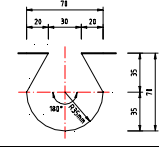
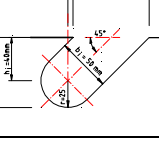
**Bild 6.9** Einfluss der Belastungsfrequenz und der Oberspannung /6.1/

## 6.4 Experimentelle Untersuchungen

Das Programm zur experimentellen Untersuchung des Ermüdungsverhaltens von Betondübeln umfasst insgesamt 18 Push-Out-Körper. Bedingt durch das komplexe Tragverhalten und die große Anzahl von geometrie- und lastseitigen Einflussfaktoren kann das Variationsspektrum nur auf einzelne Entwurfsparameter beschränkt bleiben. In diesem Rahmen werden nur mittlere Betondübel mit einer Ausnehmungsbreite von 70 mm mit einheitlicher Plattendicke von 180 mm und Stegdicke von 10 mm untersucht. Variable Parameter liegen neben der Aussparungsform in der Betongüte, der Bewehrung in der Ausnehmung und der Betondeckung unter dem Dübelfuß vor.

Das Versuchsprogramm ist gemäß Tabelle 6.2 in zwei Serien mit dem wesentlichen Merkmal der untersuchten Betondruckfestigkeit gegliedert. Die Bezeichnung der Serien ED1 und ED2 deutet an, dass es sich um Ermüdungsversuche von Verbundmitteln handelt, die in einem Beton-Druckgurt angeordnet sind. Die Wahl der Ausnehmungsgeometrie erlaubt insbesondere eine Aussage über den Einfluss der Hinterschneidung. Diese Fragestellung gewinnt unter dem Gesichtspunkt an Bedeutung, ob offene Betondübel unter Betrachtung des Abhebeverhaltens zum Einsatz unter nicht vorwiegend ruhender Belastung geeignet sind. Ein weiterer untersuchter Parameter liegt in der Betondeckung unter dem Dübelfuß. Auf Grundlage der gewählten Dimensionen erscheint eine Aussage möglich, ob das Ermüdungsverhalten für die statischen Versagenskriterien "Ausstanzen" und "Abscheren" unterschiedlich zu bewerten ist.

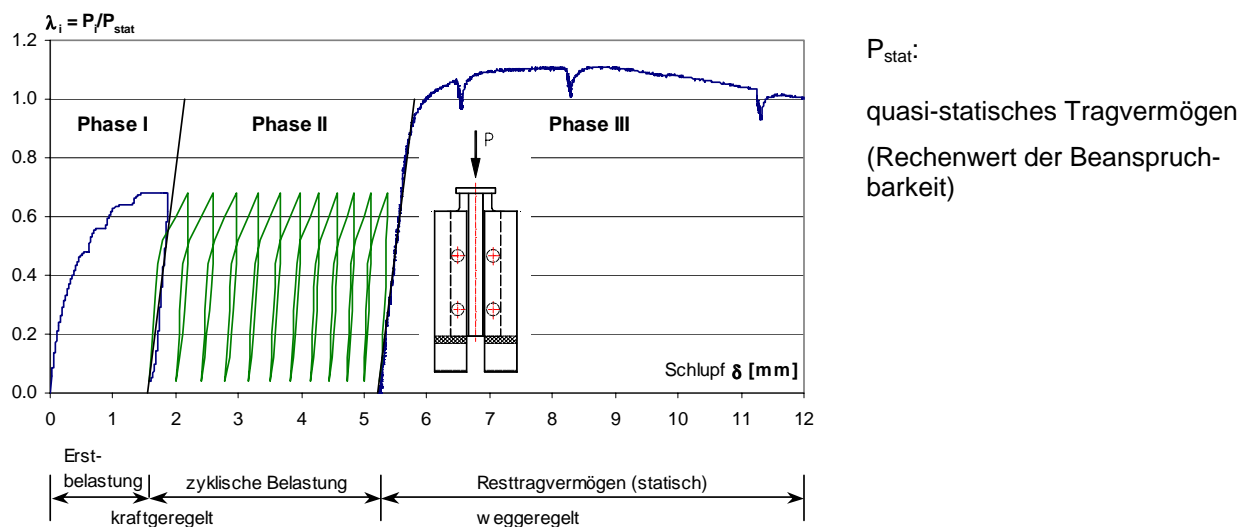
**Tabelle 6.2** Zusammenstellung der Ermüdungsversuche

Versuchsprogramm					Untersuchte Parameter					Bemerkungen
Serie	Nr.	Aussparung	Bez.	Anz.	$f_{cm}$ N/mm <sup>2</sup>	$A_{sq1}$ cm <sup>2</sup>	$t_w$ mm	$h_c$ cm	$c_u$ mm	
ED1	1		P 70	1	32,7	0,79	10	180	20	Mehrstufenkollektiv
				1	29,7					Tastversuch
				1	29,7					statisch
				1	32,7					
				5	32,7					
	2		K 70a	1	31,7	1,13	10	180	20	
				1						
				1						Dehnungsmessungen
				1						
				1						
ED2	3		K 70b	1	22,7	1,13	10	180	25	Mehrstufenkollektiv
				1	23,5					Dehnungsmessungen
	4		KA	1	23,5	1,13	10	180	25	
				1	23,5					Betriebskollektiv

## 6.5 Versuchsdurchführung

Die Durchführung eines einzelnen Push-Out-Versuchs ist entsprechend Bild 6.10 in drei unabhängige Phasen gegliedert. Die Phase I ist gekennzeichnet als statische Erstbelastung bis zu einem Niveau der vorgesehenen Oberlast für die zyklische Beanspruchung. In diesem Rahmen sind bei allen Versuchen Haltepunkte auf diskreten Laststufen eingelegt worden, bis der verzögerte Schlupffortschritt nach einem Zeitintervall von ca. 5-10 Minuten abgeschlossen war. Es zeigt sich, dass mit zunehmender Last größere Verschiebungsanteile unter konstanter Einwirkung auftreten. Eine anschließende Entlastung auf das Unterlastniveau dient der Erfassung der aufgezeichneten Messgrößen für den ersten Einwirkungszyklus.

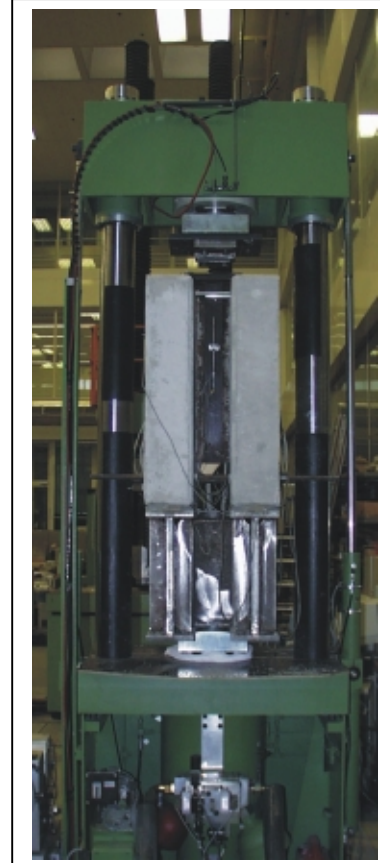
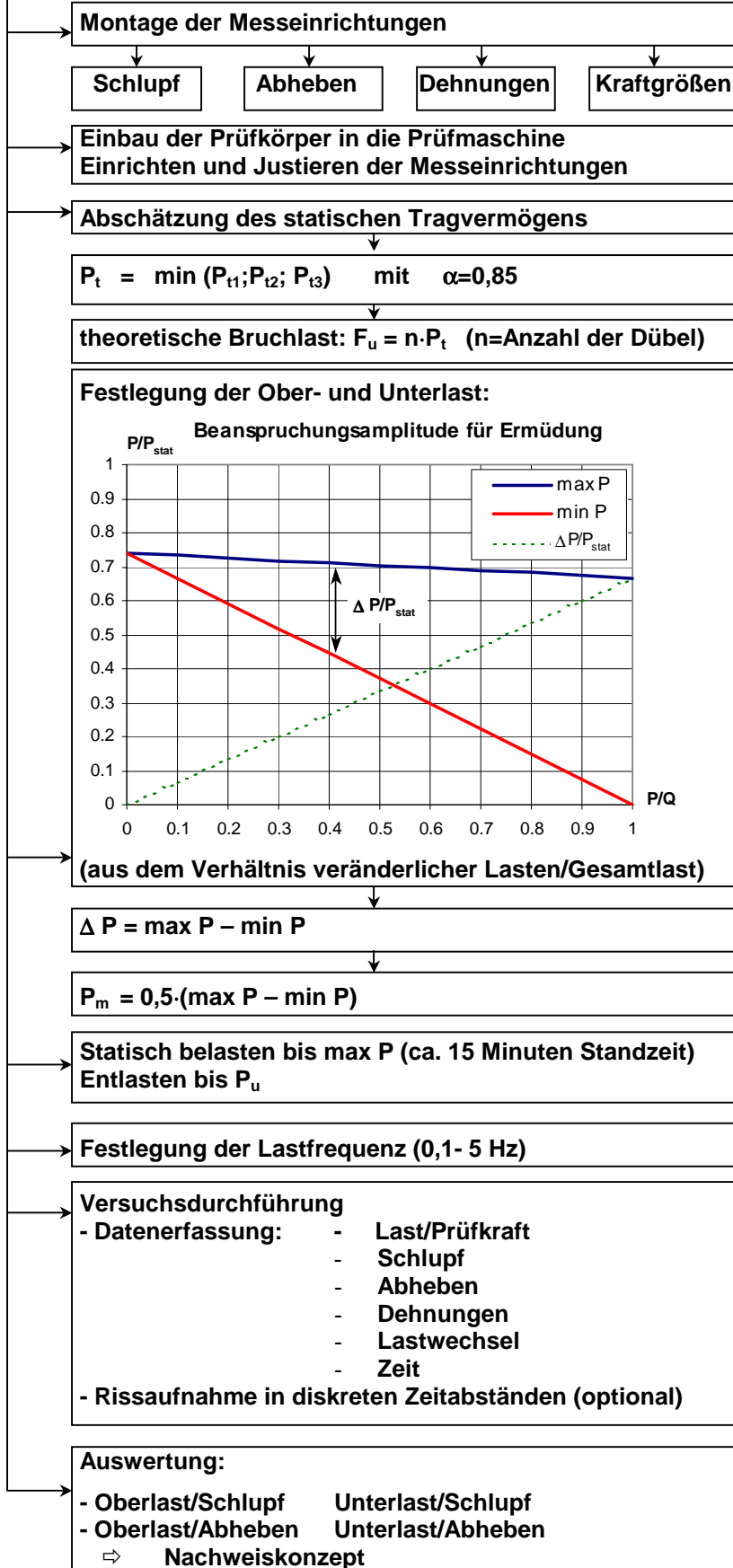
Die Phase II mit einer veränderlichen Belastung als Ein- bzw. Mehrstufenkollektiv repräsentiert den eigentlichen Ermüdungsversuch. Die abschließende Versuchskomponente in der Phase III besteht aus einem statischen Bruchversuch mit konstantem Wegvorschub zur Feststellung des Resttragvermögens, sofern kein Bruch während der zyklischen Belastung eingetreten ist.



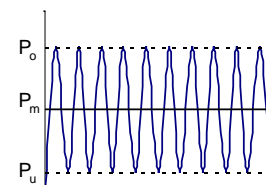
**Bild 6.10** Ablauf der Ermüdungsversuche

Die Versuchskörperherstellung und die Anordnung der Messkomponenten entsprechen der Darstellung im Kapitel 5 für die statischen Versuche zur Ermittlung des Tragvermögens. Abweichend von dieser Konzeption sind die Versuchskörper aufgrund der höheren Dauerhaftigkeit auf einem Mörtelbett gelagert, das gleichzeitig einer Justierung des Prüfkörpers in der Prüfmaschine dient. Die Versuchsdurchführung findet in einer servo-hydraulischen Prüfmaschine mit einer oberen Lastgrenze für dynamische Beanspruchung von 1000 kN mit digitaler Datenerfassung statt. Der schematische Ablauf zur Projektierung und Durchführung eines Push-Out-Ermüdungsversuchs ist in Bild 6.11 dokumentiert.

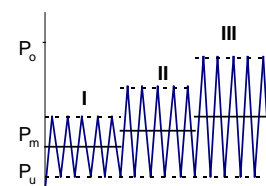
# Ablauf der Versuche zur Ermüdungsfestigkeit von Betondübeln (Push-Out)



## Einstufenkollektiv



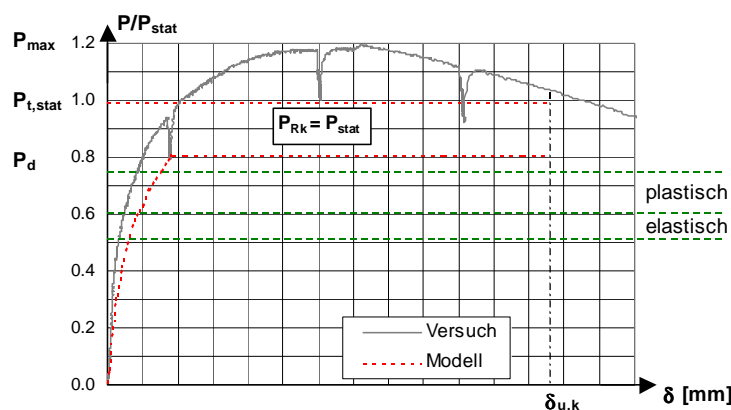
## Mehrstufenkollektiv



**Bild 6.11** Schematischer Ablauf der Push-Out-Versuche zum Ermüdungsverhalten von Betondübeln

Eine der wesentlichen Zielsetzungen des Versuchsprogramms zur Ermüdungsfestigkeit liegt in der Ermittlung spezifischer Bruchlastspielzahlen unter einer maximal zu erwartenden Oberlast. In der Konzeption des Versuchsablaufs ist die Festlegung der Lastgrenzen von besonderer Bedeutung. Gemäß der neuen Normengeneration ist ein Nachweis der Standsicherheit für den Grenzzustand der Tragfähigkeit für Ermüdung zu führen. Die Teilsicherheitsbeiwerte für Last- und Modellunsicherheiten sind zu  $\gamma_F = 1,0$  und  $\gamma_{sd} = 1,0$  anzunehmen, während der Teilsicherheitsbeiwertsbeiwert des Verbundmittels  $\gamma_V = 1,25$  aus der Bemessung beizubehalten ist. Für den Idealfall einer elastischen Beanspruchung des Verbundmittels unter Bemessungslasten mit den Teilsicherheitsbeiwerten  $\gamma_G = 1,35$  und  $\gamma_Q = 1,5$  ergibt sich für den Ermüdungsnachweis im Grenzfall, dass die veränderlichen Lasten einen Anteil von 100 % der Gesamtlasten einnehmen, ein Beanspruchungshorizont von 66 % des Tragvermögens  $P_{Rd}$ . Für ausschließlich ständige Lasten liegt dieser Wert bei 74 %. Die Beanspruchungsamplitude ist gleichsam vom Anteil der veränderlichen Lasten abhängig. Dieser Zusammenhang ist ebenfalls in Bild 6.11 aufgetragen.

Ausgehend von der sicherheitstheoretischen Überlegung, dass im ungünstigen Fall das charakteristische Tragvermögen eines Betondübels gleich der quasistatischen Bruchlast ist, ergeben sich abhängig von der Größenordnung der veränderlichen Lasten theoretische Einwirkungen zwischen 52,9 und 59,2 % des charakteristischen Tragvermögens (Bild 6.12). Im Fall einer plastischen Bemessung mit äquidistanter Dübelanordnung, aber auch unter Berücksichtigung lokaler Umlagerungen der Dübelkräfte sind gegebenenfalls höhere Oberlastniveaus denkbar. Im Rahmen der experimentellen Untersuchungen werden zum Teil deutlich höhere Oberlaststufen gefahren, um bei der Ableitung eines Nachweiskonzepts sicherheitsrelevante Reserven aufzeigen zu können. Bei der Darstellung der Versuchsergebnisse und der Auswertung werden die Ober- und Unterlasten durch einen Lastfaktor  $\lambda$  mit Bezug auf das theoretische, quasistatische Tragvermögen eines einzelnen Betondübels ausgedrückt.



Spezifikation der experimentellen Einwirkungen

$$R = P_u/P_o \quad (\text{Schwingbreite})$$

Lastfaktoren:

$$\lambda_o = P_o/P_{t,stat}$$

$$\lambda_u = P_u/P_{t,stat}$$

$$\lambda_m = P_m/P_{t,stat}$$

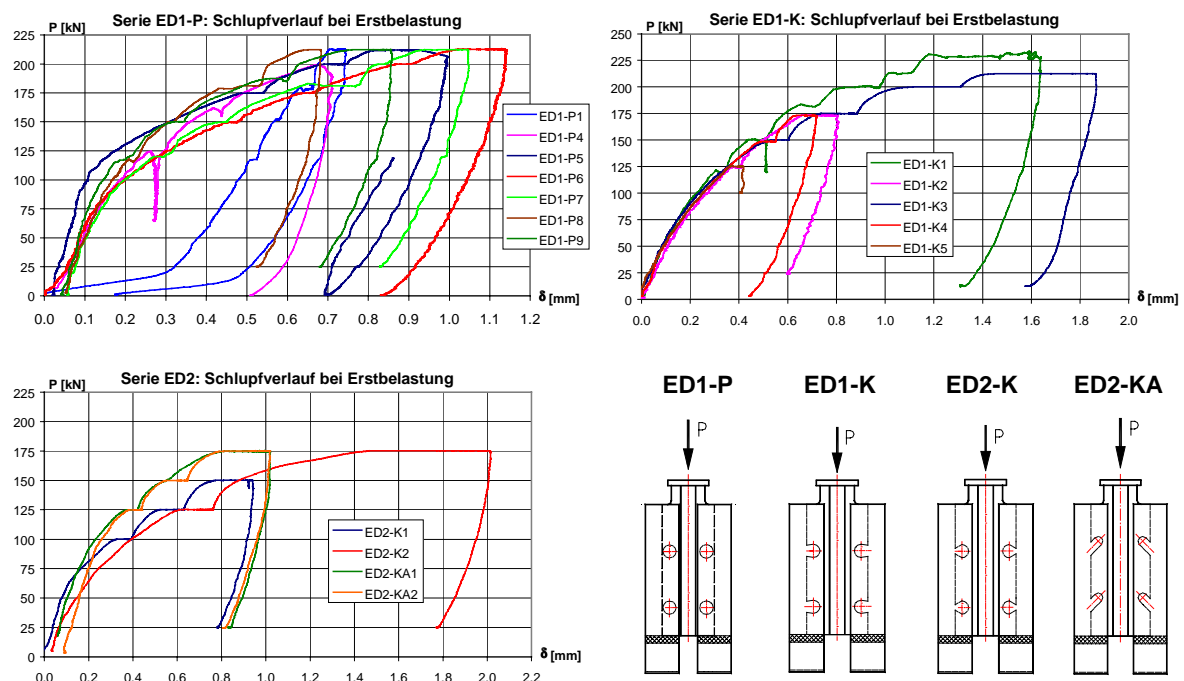
**Bild 6.12** Oberlastspektrum eines Verbundmittels für den Ermüdungsnachweis

## 6.6 Versuchsergebnisse

### 6.6.1 Erstbelastung bis zum Oberlastniveau

Als Vorbereitung für den dynamischen Versuchsablauf wurden sämtliche Versuchskörper einer kraftgeregelten Erstbelastung mit einer Laststeigerung von ca. 1 kN/s bis auf das für vorgesehene Oberlastniveau unterzogen. Dabei wurden auf diskreten Laststufen Haltepunkte mit konstanter Last für eine Dauer von 5-10 Minuten eingelegt, bis keine signifikante Änderung der Relativverschiebung (Schlupf) mehr erkennbar war. Diese Plateaus in den Last-Verschiebungskurven sind Bild 6.13, in dem die Kraft  $P$  auf den einzelnen Dübel bezogen ist, eindeutig zu entnehmen.

Die graphischen Darstellungen verdeutlichen, dass zu Belastungsbeginn eine gute Übereinstimmung des Last-Verformungs-Verhaltens vorliegt, während mit fortschreitender Laststufe das Maß der Streuungen zunimmt. Bei den Versuchen der Serie ED1-K mit offenen Betondübeln ist die Übereinstimmung stärker ausgeprägt. Die von der Grundgesamtheit abweichende Charakteristik des Versuches ED1-P1 ist dadurch zu begründen, dass dieser Versuchskörper einer dynamischen Vorbelastung von  $6 \cdot 10^5$  Lastwechseln auf einem verhältnismäßig niedrigen Oberlastniveau unterzogen wurde, über die aufgrund vermeintlich geringer Verschiebungen keine Datenaufzeichnungen vorgenommen worden sind. Quantitativ bestätigen die Ergebnisse der Erstbelastung das in Kapitel 5 entwickelte Berechnungsformat zur Abschätzung der nichtlinearen Dübelkennlinie bis zum Bruchniveau.



**Bild 6.13** Last-Verformungs-Verhalten der Serien ED1 und ED-2 unter Erstbelastung



## **6.6.2 Ermüdungsversuche**

### **6.6.2.1 Vorüberlegungen**

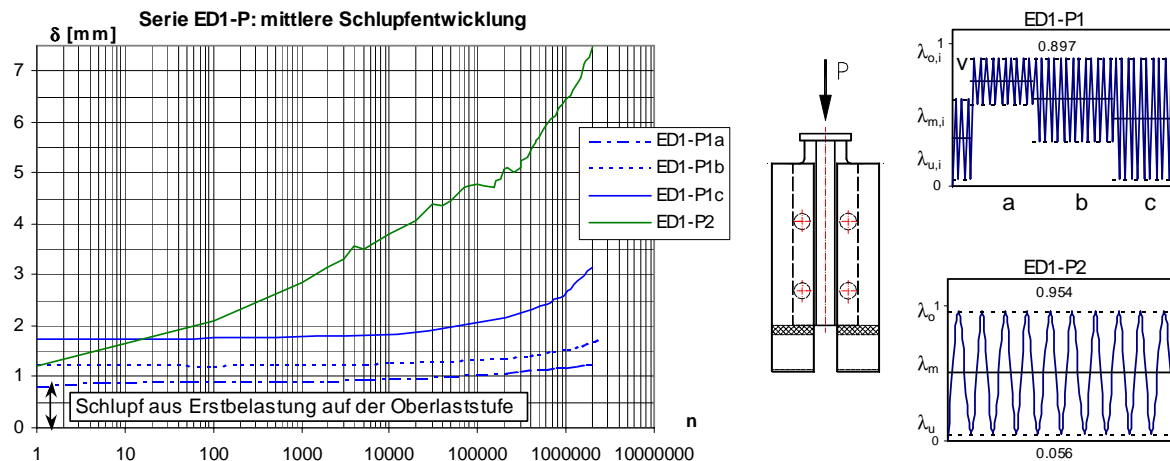
In der zweiten Phase der Versuchsdurchführung, in der die Versuchskörper einer zyklischen Belastung mit definierter Mittellast und Belastungsamplitude als Ein- bzw. Mehrstufenkollektiv unterzogen worden sind, ist als vordergründiges Ziel zu nennen, dass gemessen an der geringen Anzahl von Versuchen möglichst umfassende Erkenntnisse über die Ermüdungslaststufe und die Auswirkung von wechselnden Lasteinwirkungen gewonnen werden sollten. Zur Bewertung des Ermüdungsverhaltens unter Betriebslasten und des Reihenfolgeeffektes wurden sowohl Versuche mit konstanter Oberlast und zunehmender Beanspruchungsamplitude, als auch Untersuchungen mit gleichbleibender Unterlast bei zunehmender Oberlast durchgeführt.

Unter dem Gesichtspunkt, dass in erster Linie das Bruchverhalten unter zyklischer Beanspruchung untersucht werden sollte, sind die projizierten Oberlasten bei den Versuchen der Serie ED1 auf einem Niveau von annähernd 90 % der theoretischen Bruchlast für ruhende Belastung angesetzt. Um den experimentellen Aufwand zu minimieren war es zunächst vorgesehen, auf der Grundlage des Treppenstufenverfahrens /6.2/ ein Versagen nach geringen Lastspielzahlen zu erreichen. Durch eine schrittweise Reduzierung der Oberlast könnte das Niveau ermittelt werden, bei dem ein Prüfkörper zuverlässig  $2 \cdot 10^6$  Lastspiele erträgt. In dieser Systematik wäre eine bestimmte Anzahl von durchlaufenden Experimenten erforderlich, um mittels statistischer Analyse einen abgesicherten Ermüdungshorizont angeben zu können.

Im Vorgriff auf die Dokumentation der Versuche sei an dieser Stelle bereits angemerkt, dass unter Einwirkungen, die weit oberhalb der zu erwartenden Gebrauchslasten liegen, nahezu kein Versagen eines Versuchskörpers zu verzeichnen ist. Übertragen auf einen Verbundträger unter zyklischer Belastung ist daraus abzuleiten, dass weniger das Ermüdungsversagen durch Bruch, als mehr die Verschiebungen infolge der Nachgiebigkeit der Verbundmittel von Bedeutung sind. Daher stehen im Mittelpunkt der Darstellung und Auswertung der Versuche die Anfangsdeformation und der Fortschritt der Relativverschiebung unter der zyklischen Einwirkung. Neben dem Schlupf bedarf das Abhebungsverhalten der Gurtplatte vom Stahlprofil einer besonderen Betrachtung. Unter vorwiegend ruhender Belastung hat sich gezeigt, dass die Abhebungen bei offenen Betondübeln mit zunehmender Öffnungsweite größer werden, es konnte jedoch aufgezeigt werden, dass die experimentell ermittelten relativen Abhebungen für alle untersuchten geometrischen Varianten unterhalb der Grenzlinie nach Eurocode 4 /1.3/ liegen. Für diese Verformungen senkrecht zur Systemachse ist die Verträglichkeit unter zyklischer Belastung zu prüfen.

### 6.6.2.2 Versuchsserie ED1-P

Die Versuchsserie ED1-P umfasst insgesamt 9 Push-Out-Versuche mit kreisförmigen, geschlossenen Betondübeln mit einem Durchmesser von 70 mm. Bei den Versuchen P1 und P2, die im jungen Betonalter durchgeführt worden sind, liegt die Betongüte zu Versuchsbeginn bei  $f_{cm} = 29,7$  bzw.  $32,7 \text{ N/mm}^2$ .

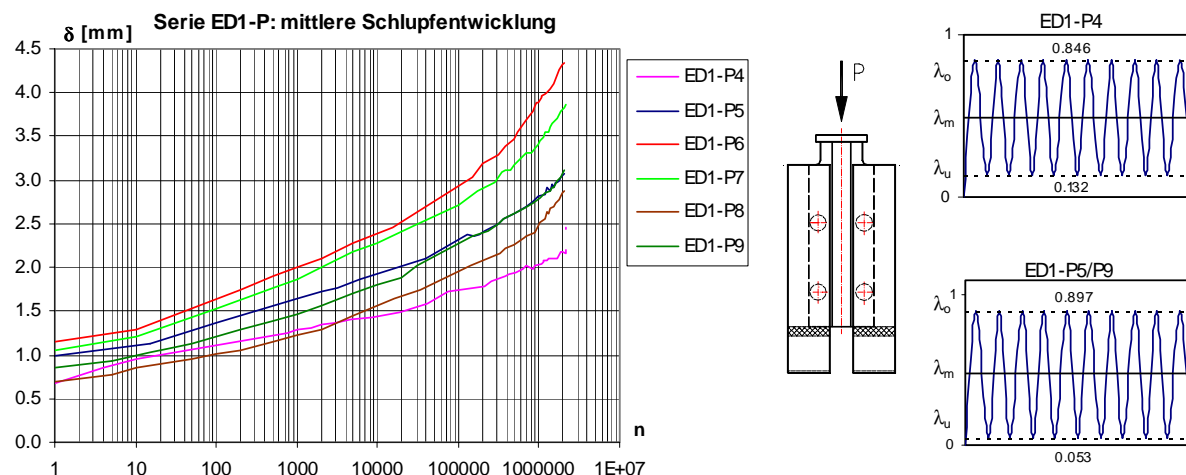


**Bild 6.14** Versuchsdocumentation der Versuche ED1-P1 und P2

Der als Tastversuch vorgesehene Versuchskörper P1 wurde zunächst im jungen Betonalter mit 628000 Lastwechseln ( $\lambda_o/\lambda_u = 0,614/0,053$ ) mit der Bezeichnung v beaufschlagt. Infolge einer analogen Versuchssteuerung mussten die Daten manuell erfasst werden. Im Rahmen der verfügbaren Messgenauigkeit zeichnete sich keine nennenswerte Verformungsänderung ab. Infolge dessen wurde der Versuchskörper ausgebaut und erst zu einem späteren Zeitpunkt unter Verwendung von digitaler Messtechnik fortgesetzt. Die weitere Belastungsfolge setzte sich aus drei Kollektiven a-c mit jeweils  $2,0\text{-}2,5 \cdot 10^6$  Lastspielen zusammen, bei denen unter einer konstanten Oberlast von 90% der theoretischen Bruchlast schrittweise die Unterlaststufe reduziert wurde. Die Dokumentation der gemittelten Messwertaufzeichnungen in Bild 6.14 weist für das Lastkollektiv a einen Anfangsschlupf von 0,8 mm auf, der sich im Zuge der zyklischen Belastung auf ein Maß von 1,2 mm erweitert. Die Fortsetzung mit einer vergrößerten Lastamplitude beim Lastkollektiv b zeigt, dass die Verformungen bis zu annähernd 10.000 Lastwechseln unverändert bleiben, und erst bei fortschreitender Versuchsdauer kontinuierlich anwachsen. Unter der Einwirkung des Lastkollektivs c wird anfänglich auch eine geringe Schlupfentwicklung deutlich, die mit zunehmender Lastspielzahl bis auf ein Niveau von 3,14 mm ansteigt. Insgesamt hat dieser Versuchskörper  $7,2 \cdot 10^6$  Lastspiele ohne Bruch ertragen. Die nach einer Änderung der Einwirkung nahezu unveränderten Verformungswerte lassen vermuten, dass sich unter einer konstanten Belastung durch lokale Zerstörung des Betons in der Leibungsfläche ein stabiler Gleichgewichtszustand gebildet hat, der gegenüber der geän-

dernten Konfiguration dämpfend wirkt, bis der Schädigungsprozess der neuen Lastamplitude einsetzt.

Der Versuch P2 wurde 30 Tage nach der Versuchskörperherstellung mit einem Oberlastniveau von 95 % und einer Unterlast von 5,6 % der theoretischen, quasistatischen Bruchlast durchgeführt. Es zeigte sich, dass die Relativverschiebungen mit einem Wert von 7,5 mm nach  $2,0 \cdot 10^6$  Lastwechseln ein äußerst hohes Niveau erreichen (Bild 6.14), jedoch waren am Versuchskörper außer einer geringfügigen Rissbildung auf den Gurtoberseiten keinerlei Anzeichen für ein bevorstehendes Versagen zu erkennen.



**Bild 6.15** Versuchsdocumentation der Versuche ED1-P4 bis P9

Die Versuche P4-P9 wurden erst über ein Jahr nach der Versuchskörperherstellung gefahren. Die Wahl der Laststufen für den Versuch P4 ( $\lambda_o/\lambda_u = 0,846/0,132$ ) liegt auf einem geringfügig niedrigeren Niveau, als für die Körper P5-P9 ( $\lambda_o/\lambda_u = 0,897/0,053$ ), die unter einheitlichen Bedingungen durchgeführt worden sind, um Erkenntnisse über streuende Parameter und deren Größenordnung zu gewinnen. Aus der graphischen Darstellung der Messwerte nach Bild 6.15 ist erkennbar, dass der Versuch P4 aufgrund der geringeren Einwirkungen über eine niedrigere Anfangsverformung und Schlupffortschritt verfügt.

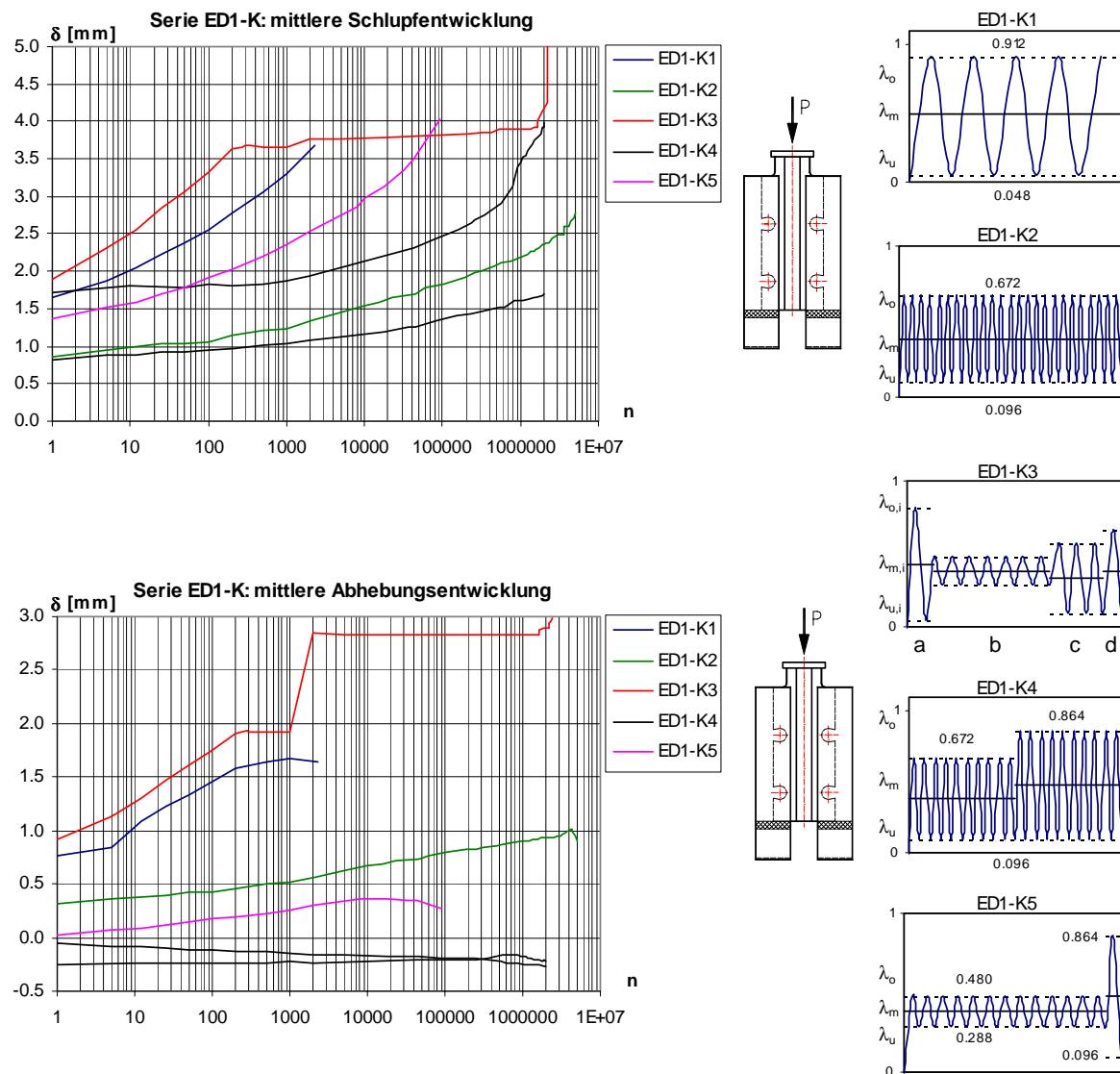
Für die Versuche P5-P9 bleibt festzustellen, dass signifikante Streuungen bei der Erstbelastung vorliegen, dass aber sich der Schlupffortschritt qualitativ gleich entwickelt. Alle sechs Versuche wiesen nach  $2,0\text{--}2,2 \cdot 10^6$  keine Rissbildung und Anzeichen des Versagens auf. Beim Versuch P9 deutete sich nach  $8 \cdot 10^5$  Lastspielen ein kleiner, lokaler Ausbruch an einem Dübel an (Bild 6.16), der sich jedoch nicht weiter vergrößerte. Eine Einschränkung der Ermüdungsfestigkeit war nicht zu erkennen.



**Bild 6.16** Rissbildung auf der Gurttinnenseite (ED1-P9)

### 6.6.2.3 Versuchsserie ED1-K

Im Rahmen der Versuchsserie ED1-K wurden 5 baugleiche Versuchskörper mit offenen Stegausnehmungen der Breite 70 mm und einer Betongüte von  $f_{cm} = 31,7 \text{ N/mm}^2$  getestet. Ausgehend von den erreichten hohen Oberlasten der experimentellen Untersuchungen mit geschlossenen Betondübeln wurde auch hier für den Prüfkörper K1 eine Oberlast von 91 % der theoretischen quasistatischen Bruchlast konzipiert. Ein Bruch des Versuchskörpers erfolgte nach 8230 LW (letzte Ablesung nach 2300 LW) mit den typischen Versagensmerkmalen des Ausstanzmodells. Zur Feststellung der Ermüdungsfestigkeit wurde der Versuch K2 ( $\lambda_o/\lambda_u = 0,672/0,096$ ) mit einer erheblich niedrigeren Oberlast durchgeführt. Unter diesem Einwirkungsniveau trat nach  $5,1 \cdot 10^6$  Lastspielen ein mittlerer Schlupf von 2,7 und ein relatives Abhebemaß von 1,0 mm auf. Risse waren keine zu verzeichnen. Die Versuchsaufzeichnungen sind Bild 6.17 zu entnehmen.

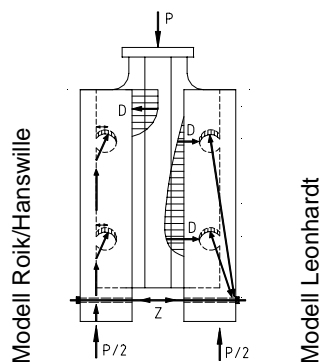


**Bild 6.17** Versuchsdokumentation der Versuche ED1-K1 bis K5

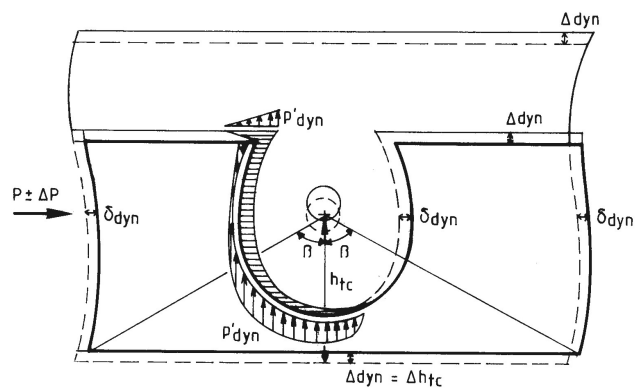
Der Versuch K3 stellt eine Konfiguration dar, in der mehrere unterschiedliche Kollektive aufgebracht wurden. Die projektierte Einwirkung ( $\lambda_o/\lambda_u = 0,816/0,048$ ) führte aufgrund eines fehlerhaften Einbaus des Prüfkörpers in die Prüfmaschine schon nach 275 Lastwechseln zu einer Schädigung des Versuchskörpers, indem sich auf der Gurtinnenseite an einem Dübel durch Risse ein lokaler Ausbruch andeutete. Um den Prüfkörper, bei dem auf sämtlichen Dübelbewehrungen Dehnungsmessstreifen aufgebracht worden waren, trotzdem weiter testen zu können, wurde das Lastkollektiv b ( $\lambda_o/\lambda_u = 0,480/0,288$ ) als wirklichkeitsnahe Last eingeführt. Diese Einwirkung konnte bei geringerem Schlupffortschritt trotz der Vorschädigung und einem verhältnismäßig hohen Abhebemaß ertragen werden. Eine schrittweise Anhebung der Lastgrenzen im Lastkollektiv c ( $\lambda_o/\lambda_u = 0,576/0,096$ ) und d ( $\lambda_o/\lambda_u = 0,672/0,096$ ) führte nach  $2,4 \cdot 10^6$  Lastspielen zum Bruch.

Eine wesentliche Feststellung, die zur Erklärung der niedrigeren Ermüdungsfestigkeit bei offenen Betondübeln beiträgt, liegt in den gegenüber den geschlossenen Aussparungen deutlich größeren Abhebemaßen. Insbesondere unter hohen Oberlasten kündigte sich das Versagen durch eine überproportionale Entwicklung der Abhebungen an.

Eine mechanische Begründung lässt sich einerseits im Tragmodell nach Bild 6.18, und daraus abgeleitet in einer lokalen Betrachtung in der Dübelzone nach Bild 6.19 finden. Während das Tragmodell nach Roik/Hanswille als Gegenreaktion zur Zugkraft in der Zugverankerung des unteren Versuchskörperbereichs eine resultierende Druckkraft am oberen Rand der Gurtplatten vorsieht, geht das Modell nach Leonhardt von Druckstreben aus, die vom Zugpunkt direkt in den Schwerpunkt des Dübels führen. Daraus ergibt sich eine Verteilung der horizontalen Druckkomponenten, die dem oberen Dübel eine erheblich geringere Anpresskraft zuweist. In der lokalen Betrachtung kann bei jedem Lastspiel zerstörtes Betonmaterial in den infolge Abhebung entstandenen Hohlraum über der Stegoberkante gepresst werden, während am Dübelfuß aufgrund der Formgebung keine Expansion möglich ist.



**Bild 6.18** Tragmodelle für einen Push-Out-Versuch



**Bild 6.19** Abhebende Kräfte unter zyklischer Einwirkung

Das in den Spalt eingepresste Betonmehl bedingt bei jedem weiteren Lastspiel eine zusätzliche Kraft, die das Abheben begünstigt.

Ausgehend von der Grundüberlegung, dass bei einem Verbundträger die Eigengewichtslast dem Abheben entgegenwirkt, wurden bei den Versuchskörpern K4 und K5 zusätzliche Zugstangen im oberen Bereich des Prüfkörpers (Bild 6.20) eingebracht, die zu Versuchsbeginn jeweils mit einer Vorspannung von 10,0 bzw. 5,0 kN versehen waren. Die Überwachung der aufgetragenen Vorspannkraft in den oberen Zugstangen konnte jeweils mit einer Kraftmessdose (Bild 6.21) gewährleistet werden.

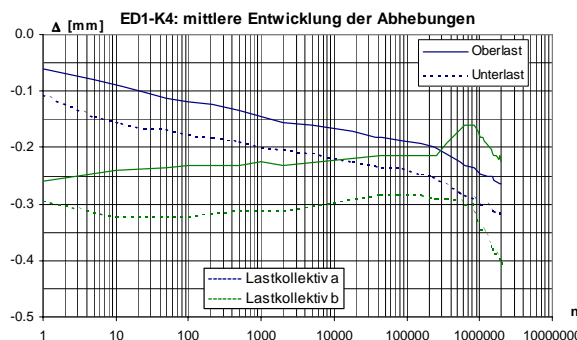


**Bild 6.20** Versuchskörper mit oberer Zugstange

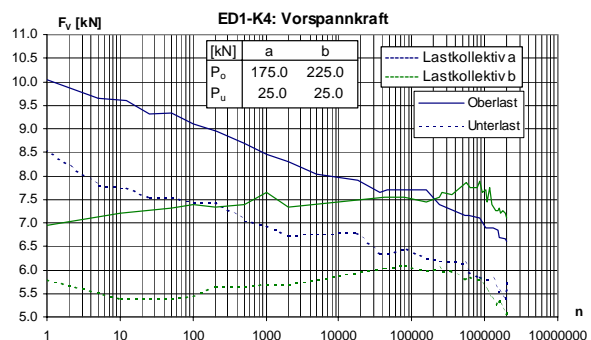


**Bild 6.21** Zugstange mit Kraftmessdose

Der Versuch K4 wurde mit zwei Lastkollektiven a ( $\lambda_o/\lambda_u = 0,672/0,096$ ) und b ( $\lambda_o/\lambda_u = 0,864/0,096$ ) mit jeweils  $2,0 \cdot 10^6$  Lastwechseln beaufschlagt. Neben einer typischen Last-Schlupf-Beziehung zeigte sich, dass "negative Abhebungen" in Form von Anpressungen vorlagen (Bild 6.22), die im ersten Lastkollektiv kontinuierlich zunahmen. Die Vorspannkraft wiesen ein affines Verhalten auf (Bild 6.23) und bauten sich über die Versuchsdauer bis auf ca. 70 % der Anfangskräfte ab. Eine Bewertung dieses Sachverhaltes lässt den Schluss zu, dass das Problem der dynamischen Abhebungen im realen Tragwerk nicht gegeben ist. Das gegenüber dem Versuch K2 niedrigere Niveau der Relativverschiebungen ist durch einen zusätzlich aktivierten Reibungsverbund infolge der Vorspannung zu erklären.



**Bild 6.22** Entwicklung der Abhebungen



**Bild 6.23** Entwicklung der Vorspannkraft

Der Versuchskörper K5 wurde ebenfalls mit zwei aufeinanderfolgenden Lastkollektiven a ( $\lambda_o/\lambda_u = 0,480/0,288$ ) und b ( $\lambda_o/\lambda_u = 0,864/0,096$ ) getestet. Dabei repräsentiert das Lastkollektiv a eine wirklichkeitsnahe Einwirkung unter Gebrauchslasten. Anhand der Datenaufzeichnungen gemäß Bild 6.23 und 6.24 ist festzustellen, dass auf diesem Einwirkungslevel verhältnismäßig geringe Verformungen infolge der zyklischen Belastung auftraten.

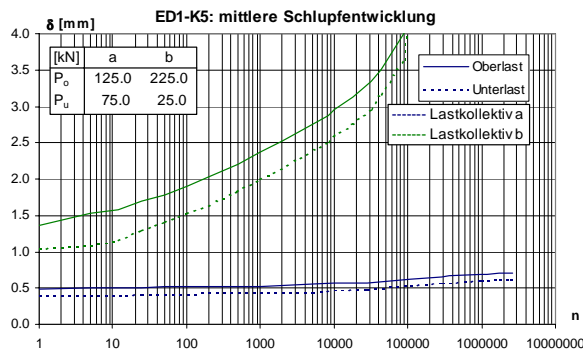


Bild 6.24 Entwicklung der Relativverschiebungen

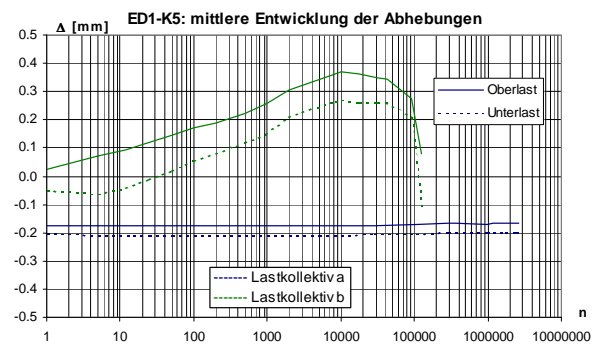


Bild 6.25 Entwicklung der Abhebungen

Die vor Versuchsbeginn aufgebrauchten Vorspannkkräfte von 5,9 kN/Zugstange verblieben auf diesem Lastniveau annähernd konstant (Bild 6.26). Nach der Umstellung des Prüfablaufs auf das Lastkollektiv b stellte sich nach 123.300 Lastwechseln ein Bruch des Versuchskörpers ein. Die Versagensform ist in Bild 6.27 dokumentiert. Eine Ankündigung des Versagens zeigte sich durch einen kleinen Ausstanzkörper in der unmittelbaren Umgebung eines Dübels. Nach der fortgesetzten zyklischen Belastung stellte sich nur wenig später an allen Dübeln ein deutlich größerer Ausstanzkörper ein, der jedoch nicht den Durchmesser erreichte, wie es aus den statischen Versuchen bekannt ist.

Die Abhebungen wiesen zunächst bis zu 10.000 Lastspielen eine Zunahme auf 0,38 mm auf und fielen bis zum Bruch wieder annähernd auf den Wert null zurück. Ein gleichartiges Verhalten war bei den Vorspannkkräften zu beobachten, die infolge der höheren Einwirkungen signifikant anstiegen (Bild 6.26). Im direkten Vergleich zwischen offenen und geschlossenen Betondübeln kann festgehalten werden, dass die geschlossene Ausführungsform über ein günstigeres Ermüdungsverhalten verfügt.

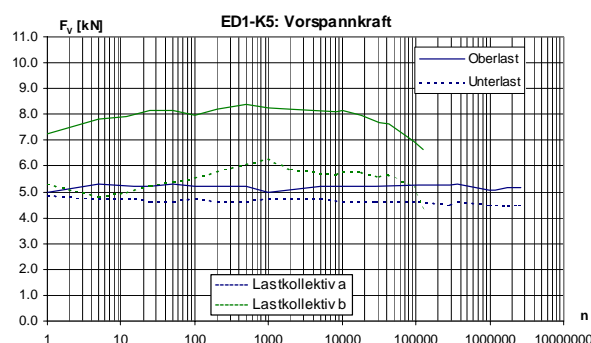


Bild 6.26 Entwicklung der Vorspannkkräfte

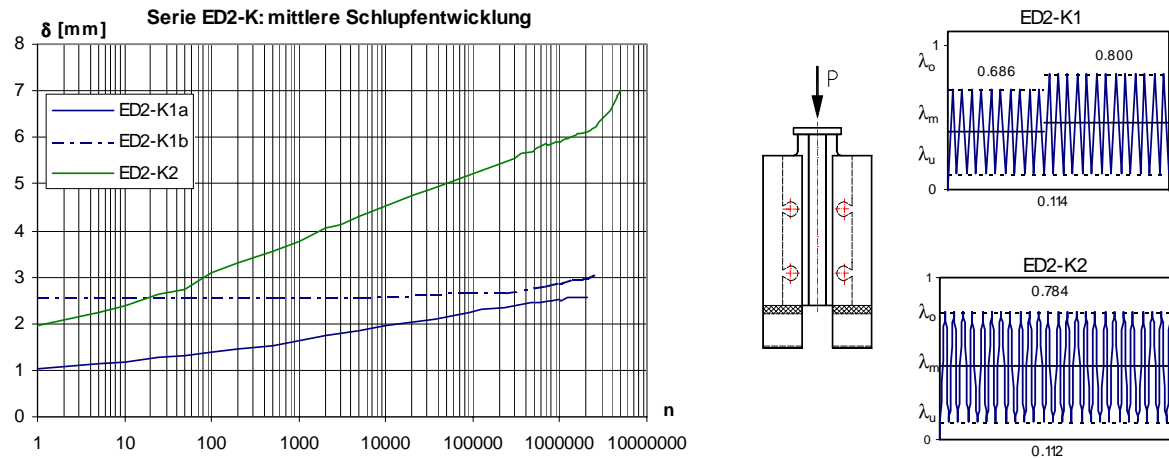


Bild 6.27 Versagensform ED1-K5



### 6.6.2.4 Versuchsserie ED2-K

Ziel der Serie ED2-K war es, den Einfluss der Öffnungsbreite eines Betondübels auf das Ermüdungsverhalten bei gleichzeitiger Verwendung einer geringeren Betongüte zu untersuchen. Bei einer Dübelbreite von 70 mm betrug die Öffnung der Ausnehmung 30 mm.



**Bild 6.28** Versuchsdokumentation der Versuche ED2-K1 und K2

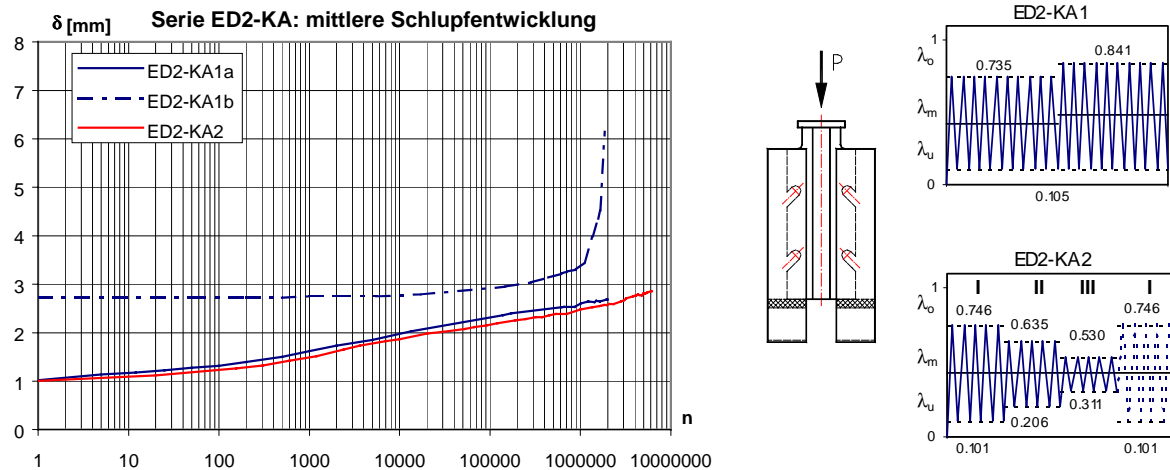
Der Versuch K1 wurde mit einem zweistufigen Lastkollektiv mit den Parametern a ( $\lambda_o/\lambda_u = 0,686/0,114$ ) und b ( $\lambda_o/\lambda_u = 0,800/0,114$ ) mit  $2,0 \cdot 10^6$  bzw.  $2,5 \cdot 10^6$  Lastspielen beaufschlagt. Dabei zeigte sich gemäß Bild 6.28 für die erste Belastungsstufe bei einer Anfangsverschiebung von 1,0 mm eine dynamische Schlupfzunahme in einer vergleichsweise geringen Größe. Nach einer Erhöhung der Oberlast auf 85 % der theoretischen Bruchlast deutete sich bis zu 200.000 Lastwechseln keine nennenswerte Veränderung des Schlupfes an. Erst bei einer höheren Lastspielzahl war eine geringfügige Zunahme zu verzeichnen.

Der Prüfkörper K2 wurde von Beginn an mit einer höheren Oberlast getestet. Den Messaufzeichnungen (Bild 6.28) ist zu entnehmen, dass einerseits mit 2,0 mm eine signifikant höhere Anfangsverformung vorlag, und andererseits auch die Schlupfentwicklung über die Lastspielzahl auf einem höheren Niveau lag. Der mittlere Schlupf erreichte nach  $5,0 \cdot 10^6$  Lastzyklen eine Größe von 7,0 mm, ohne dass sich z.B. durch Rissbildung ein Versagen ankündigte.

Die aufgezeichneten Abhebemaße bewegten sich vergleichbar zu den geschlossenen Ausnehmungen auf einem äußerst geringen Niveau. Die Darstellung der Messwerte sind dem Anhang C zu entnehmen.

Wie auch schon in der vorhergehenden Serie ED1-K beobachtet, deutete sich auch hier ein Reihenfolgeeffekt an. Beim Versuch K1 hat sich unter der Einwirkung des Lastkollektivs a offensichtlich ein Zustand eingestellt, in dem das geschädigte Material an der Leibungsfläche einen dämpfenden Einfluss gegenüber der gesteigerten Oberlast bewirkt.

### 6.6.2.5 Versuchsserie ED2-KA

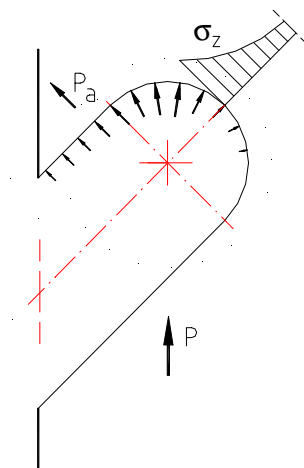


**Bild 6.29** Versuchsdokumentation der Versuche ED2-KA1 und KA2

Die Lasteinwirkung auf den Versuchskörper KA1 wurde mit einem zweistufigen Lastkollektiv mit den Parametern a ( $\lambda_o/\lambda_u = 0,735/0,105$ ) und b ( $\lambda_o/\lambda_u = 0,841/0,105$ ) mit  $2,0 \cdot 10^6$  bzw.  $1,85 \cdot 10^6$  Lastspielen aufgebracht. Unter der Belastung des Lastkollektivs a zeigte der Versuch gemäß Bild 6.29 in Bezug auf die Anfangsdeformation und den Schlupffortschritt ein annähernd deckungsgleiches Verhalten, wie der Versuch ED2-K1. Unter dem Lastkollektiv b stellte sich zunächst bis zu  $1,3 \cdot 10^6$  Lastspielen das bereits aus anderen Versuchen bekannte, konstante Verhalten eines Folgekollektivs ein. Danach nahmen die Relativverschiebungen überproportional zu. Angedeutet durch ein starkes Anwachsen der Abhebungen bei  $1,5 \cdot 10^6$  Lastwechseln stellte sich ein bisher noch nicht beobachtetes Versagensbild durch Ermüdung des Stahlbleches ein. Beim Versuchsabbruch bei  $1,85 \cdot 10^6$  Lastwechseln waren an beiden Dübeln einer Gurtplatte Risse infolge von Spreizkräften mit einer Länge von ca. 15 cm entstanden, die sich im Rissfortschrittsverhalten parallel zu den Blechanschlüssen (Bild 6.30) orientierten.



**Bild 6.30** Rissbild am Prüfkörper



**Bild 6.31** Modellvorstellung



**Bild 6.32** Lage des Risses

Nach dem Zerlegen des Prüfkörpers konnte festgestellt werden, dass die Risswurzel in der Systemachse des Dübels lag (Bild 6.32). Eine mechanische Erklärung lässt sich in der räumlichen Belastungsausbreitung finden. Bedingt durch die große Hinterschneidung der sägezahnförmigen Ausnehmungen wirken gemäß Bild 6.31 größere Kraftkomponenten senkrecht zur Leibungsfläche auf den Stahlzahn, als auf die Ausrundung am Dübelfuß. Dadurch entsteht zusätzlich zur Schubbeanspruchung ein Moment aus den resultierenden Abtriebskräften  $P_a$ . Unter Berücksichtigung des Kerbfaktors bei einer Lochschwächung stellen sich in der Dübelachse erhebliche Zugspannungen parallel zur Dübelumrandung ein. Unter statischer Beanspruchung werden diese Spannungsspitzen durch das Plastizieren des Grundmaterials kompensiert, während unter zyklischer Einwirkung ein Ermüdungsrissversagen plausibel ist. Anhand bruchmechanischer Modelle kann die Rissentstehung und die Rissfortpflanzung erläutert werden. Die homogene Oberflächenbeschaffenheit der Rissfläche nach Bild 6.33 deutet ein kontinuierliches Risswachstum an.



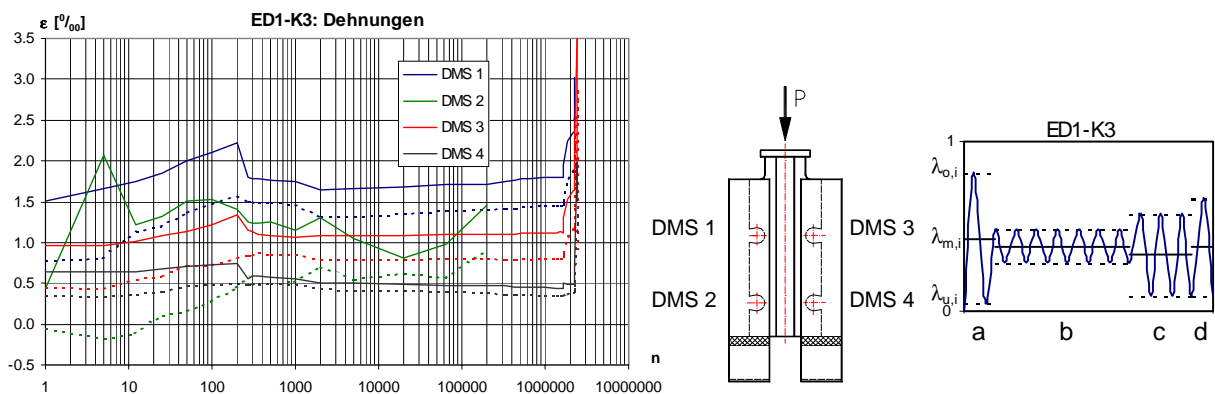
**Bild 6.33** Bruchfläche nach Zerlegung des Versuchskörpers

Auch wenn der Bruch erst nach insgesamt  $3,85 \cdot 10^6$  Lastwechseln unter Oberlasten weit über dem Gebrauchsniveau aufgetreten ist, kann festgestellt werden, dass insbesondere bei offenen Betondübeln auch ein Ermüdungsversagen des Stahlbleches möglich ist. Unter zyklischer Einwirkung hat sich die sägezahnförmige Ausnehmung, bei der einerseits infolge der Gestalt der Leibungsfläche Abtriebskräfte hervorgerufen wurden, und andererseits, bestätigt durch die negativen Abhebungen, Spreizkräfte vorgelegen haben, als ungünstiger erwiesen als die symmetrischen Ausführungsvarianten.

Der Versuch KA2, der mit einem vereinfachten, dreistufigen Betriebskollektiv mit jeweils 5 Lastzyklen bei konstanter Mittellast belegt worden ist, zeigte trotz einer geringfügig höheren Oberlast gegenüber dem Versuch KA1 ein annähernd deckungsgleiches dynamisches Verformungsverhalten mit einem schwächer ausgeprägten Schlupffortschritt. Nach einer Gesamtlastspielzahl von  $6,2 \cdot 10^6$  Zyklen und einem mittleren Schlupf von 2,86 mm waren keine Anzeichen eines bevorstehenden Versagens zu erkennen. Bezogen auf die Referenz des Versuches KA1 und die Erkenntnis eines oberlastabhängigen Schlupffortschritts erscheint ein additiver Berechnungsansatz im Sinne einer Schlupf-Akkumulation gerechtfertigt.

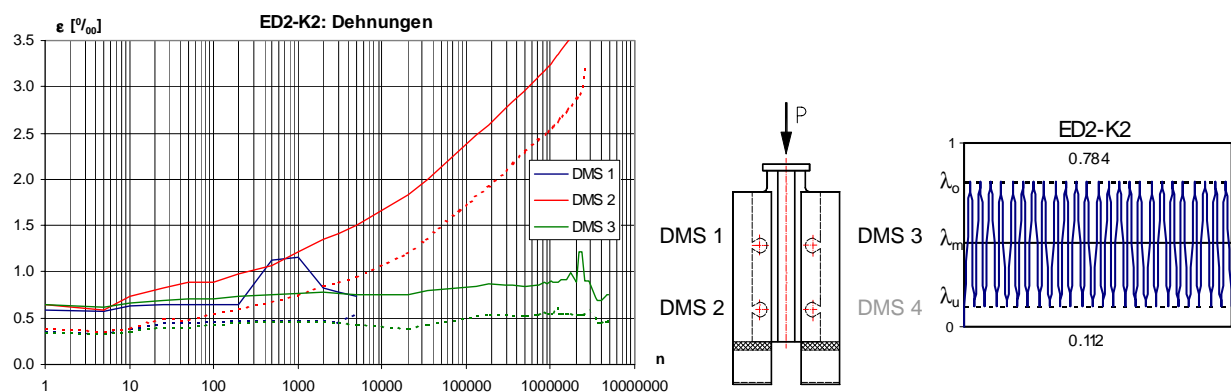
### 6.6.2.6 Dehnungsmessungen

Zur Untersuchung des Ermüdungsverhaltens der in den Ausnehmungen angeordneten Bewehrung wurden an zwei Versuchskörpern exemplarisch Dehnungsmessstreifen auf alle Dübelbewehrungen geklebt, die zentrisch im Schwerpunkt des Dübels angeordnet waren. Die Messaufzeichnungen sind in den Bildern 6.34 und 6.35 wiedergegeben. Dabei repräsentieren die Bezeichnungen DMS 1 und DMS 3 die Daten der beiden oberen, und DMS 2 und DMS 4 die Aufzeichnungen der unteren Betondübel. Beim Prüfkörper ED2-K2 war der DMS 4 defekt. Teilweise sind die Dehnmessstreifen bereits vor dem Ende des Versuches ausgefallen.



**Bild 6.34** Dehnungsmessungen an der Dübelbewehrung des Versuchskörpers ED1-K3

Anhand der Messaufzeichnungen des Versuchs ED1-K3 ist zu erkennen, dass die oberen Bewehrungsstäbe einer höheren Beanspruchung ausgesetzt waren. Der Einfluss der einzelnen Lastkollektive zeichnet sich deutlich ab. Die Reduktion der Oberlast nach 275 Lastwechseln auf 60 % bewirkt eine Abminderung der Dehnungen um bis zu 20 %. Im Lastkollektiv b (bis  $1,6 \cdot 10^6$  Lastwechseln) liegt abgesehen von geringfügigen Schwankungen ein konstantes Dehnungsniveau vor. Die Umstellung auf das Lastkollektiv c mit einer um 20 % höheren Oberlast bedingt ein kontinuierliches Anwachsen der Dehnungen um ca. 30 %. Der Bruch in Laststufe d äußert sich im Plastizieren der Bewehrung.



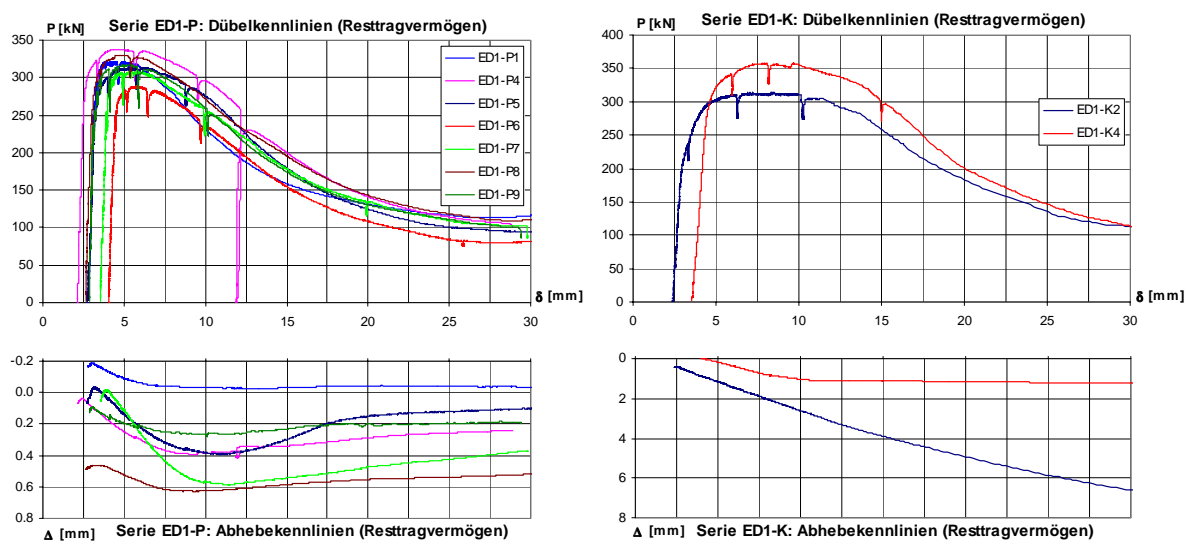
**Bild 6.35** Dehnungsmessungen an der Dübelbewehrung des Versuchskörpers ED2-K2

Beim Versuchskörper ED2-K2 liegen die Dehnungen beim Versuchsbeginn sowohl auf dem Ober- als auch Unterlastniveau in der gleichen Größenordnung. Während bei den oberen Dübeln über die Versuchsdauer nur eine geringfügige Zunahme zu verzeichnen ist, steigen die Werte des DMS 2 in der unteren Ausnehmung kontinuierlich bis auf ca. 3,5 ‰ an, was ein Plastizieren des Bewehrungsstabes andeutet. Die höhere Beanspruchung der Bewehrung resultiert aus der steileren Neigung der Druckstrebe, was gleichzeitig eine ausgeprägtere Spalttendenz hervorruft.

### 6.6.3 Statisches Resttragvermögen

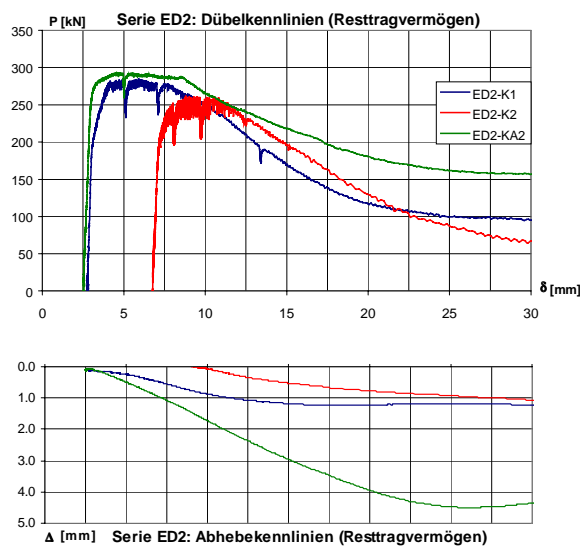
In der Phase III des Versuchsablaufs wurde für sämtliche Prüfkörper, bei denen während der zyklischen Belastung kein Versagen eingetreten war, das Resttragvermögen mittels eines statischen Bruchversuchs ermittelt. Die Vorgehensweise entsprach den Beschreibungen im Abschnitt 5.2.3 zum technischen Versuchsablauf.

Die Last-Verformungs-Charakteristika sind in den Bildern 6.36 und 6.37 in Form von Dübelkennlinien und Abhebekennlinien aufgetragen. Die Dübelkennlinien entsprechen qualitativ den Erkenntnissen aus den statischen Untersuchungen. Abweichend davon ist zu Beginn eines Versuches die verbleibende Relativverschiebung aus dem zyklischen Versuchsablauf vorhanden. Bis auf ein Niveau von ca. 80 % der Bruchlast weisen die Versuchskurven einen nahezu linearen Anstieg mit einer hohen Steifigkeit auf. Darüber münden diese qualitativ in den Last-Verformungsverlauf eines statischen Prüfablaufs ein.



**Bild 6.36** Statische Versuche zur Ermittlung des Resttragvermögens (Serie ED1)

In gleicher Weise lassen sich die Abhebekennlinien der Untersuchungen zum Resttragvermögen interpretieren. Die beobachtete Versagensform weist bei den Versuchen der Serie ED1 die typischen Anzeichen des Ausstanzens eines Ausbruchkörpers auf. Bemerkenswert ist, dass bei allen Versuchen dieser Serie bei ca. 90 % der maximalen Last kleine Ausbrüche nach Bild 6.38 aufgetreten sind. Diese können als dynamische Ausstanzkörper bezeichnet werden. Erst bei einer weiteren Laststeigerung zeichneten sich durch Rissbildung die großen Ausstanzkörper als Kriterium für das Versagen ab. Bei den Versuchen der Serie ED2, die über eine geringere Betongüte bei einer größeren Betondeckung unter dem Dübelfuß verfügten, bildeten sich die Ausbruchkörper erst nach dem Erreichen der Maximallast aus. Die beobachteten Merkmale deuten auf die Versagensform des Abscherens hin.



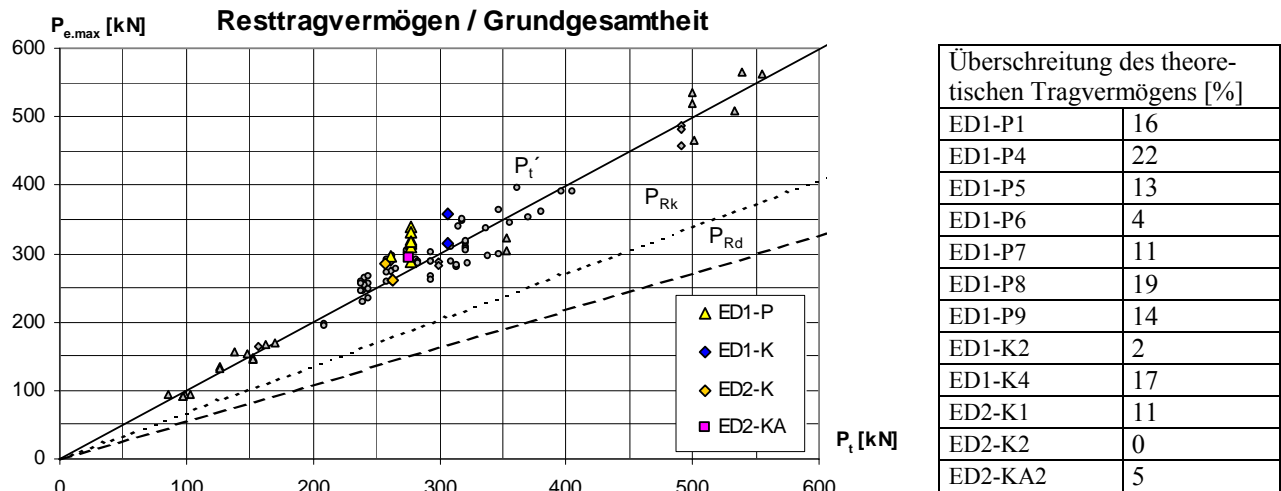
**Bild 6.37** Statische Versuche zur Ermittlung des Resttragvermögens (Serie ED2)



**Bild 6.38** Versagensbild im statischen Versuch

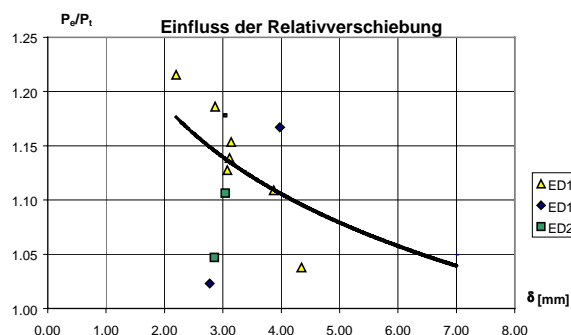
Eine quantitative Bewertung des experimentell ermittelten Resttragvermögens ergibt gegenüber der ausgewerteten Grundgesamtheit der statischen Versuche gemäß Bild 6.39 eine Erhöhung um im Mittel 11,3 % zum mittleren theoretischen Tragvermögen. Diese bemerkenswerte Feststellung lässt sich dadurch erklären, dass durch die zyklische Belastung eine lokale Gefügenderung des Betons an der Leibungsfläche eintritt. Das Material wird infolge der hohen Teilflächenpressung durch Einbrechen der Porenwände pulverisiert und in den Porenraum der unmittelbaren Umgebung gepresst. Dadurch entsteht in der Prozesszone ein homogenes Materialgefüge, das bei Belastung zu einer ausgeglichenen Lastverteilung ohne lokale Spitzen und Kerbeinflüsse führt. Anhand der Ergebnisse der Phase III kann festgestellt werden, dass die untersuchten Betondübel auch nach der zyklischen Lasteinwirkung über das vollständige statische Tragvermögen verfügen und bedingt durch Gefüguumlagerungen sogar noch zusätzliche Tragreserven bieten.



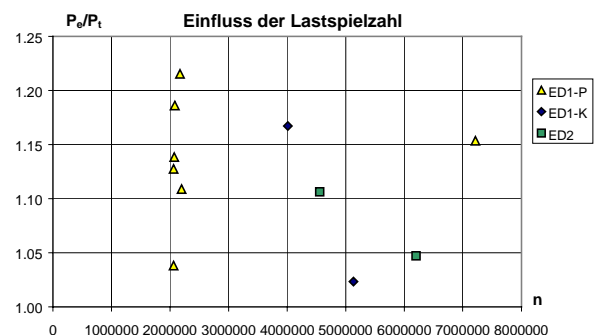


**Bild 6.39** Einordnung des Resttragvermögens in das statische, theoretische Berechnungsmodell

Eine Überprüfung, ob das Resttragtragvermögen von versuchsseitigen Parametern abhängig ist, zeigt entsprechend Bild 6.40, dass in der Tendenz mit zunehmenden Relativverschiebungen am Ende der zyklischen Belastungsphase ein abnehmendes Resttragvermögen zu verzeichnen ist. Eine Auswertung unter diesem Gesichtspunkt mit Bezug auf die Gesamtlastspielzahl zeigt keinen erkennbaren Zusammenhang (Bild 6.41).



**Bild 6.40** Abhängigkeit des Resttragvermögens vom Schlupf



**Bild 6.41** Abhängigkeit des Resttragvermögens von der Gesamtlastspielzahl

Aufbauend auf der Feststellung, dass im Rahmen der untersuchten Lastspiele bei Betondübeln der Rechenwert der Ermüdungsfestigkeit keiner Einschränkung gegenüber dem Bemessungswert des Tragvermögens bedarf, muss trotzdem die Frage untersucht werden, welche Auswirkungen bei größeren Lastwechselzahlen zu erwarten sind. Dies gewinnt insbesondere bei der Beurteilung der Restlebensdauer am Ende der rechnerischen Standzeit an Bedeutung.

### 6.6.4 Zusammenstellung der Versuchsergebnisse

Eine Zusammenstellung der Versuchsergebnisse und der spezifischen Kenngrößen ist in Tabelle 6.3 enthalten. Als Grundlage für die nachfolgende Bewertung sind für diejenigen Versuche, die mit einem mehrstufigen Lastkollektiv beaufschlagt worden sind, die Daten des einzelnen Kollektivs gesondert aufgeführt. Diese Trennung gewährleistet eine vergleichende Betrachtung aller Versuche mit Bezug auf das erste Lastkollektiv. Damit wird der Feststellung Rechnung getragen, dass bei einem Folgekollektiv anfangs durchweg ein geringerer Schlupffortschritt zu verzeichnen ist. In der letzten Spalte ist für die Versuche, die die zyklische Lasteinwirkung ohne Bruch ertragen haben ein experimenteller Lastfaktor  $\lambda_{oe}$  aufgeführt, der als Quotient aus der Oberlast und dem quasistatischen Resttragvermögen eine Größe für das im Versuch erreichte Beanspruchungsniveau angibt.

**Tabelle 6.3** Zusammenstellung der Lastgrößen

Versuch	Ph.	LW	P <sub>o</sub>	P <sub>u</sub>	$\Delta P$	R=P <sub>u</sub> /P <sub>o</sub>	P <sub>t,stat</sub>	$\lambda_o=P_o/P_{t,stat}$	$\lambda_u=P_u/P_{t,stat}$	P <sub>max</sub>	$\lambda_{oe}$
		n	[kN]	[kN]	[kN]	[-]	[kN]	[-]	[-]	[kN]	
ED1-P1	v	628000	145.00	12.50	132.50	0.086	236.33	0.614	0.053	321.44	0.53
	a	2031000	212.50	137.50	75.00	0.647		0.897	0.581		0.78
	b	2552500	212.50	75.00	137.50	0.353		0.897	0.317		0.78
	c	2005000	212.50	12.50	200.00	0.059		0.897	0.053		0.78
ED1-P2		2000000	212.50	12.50	200.00	0.059	222.66	0.954	0.056	-	-
ED1-P3	Statischer Referenzversuch									295.00	
ED1-P4		2168400	200.00	31.25	168.75	0.156	236.33	0.846	0.132	337.93	0.70
ED1-P5		2060000	212.50	12.50	200.00	0.059	236.33	0.899	0.053	313.50	0.80
ED1-P6		2060500	212.50	12.50	200.00	0.059	236.33	0.899	0.053	288.60	0.87
ED1-P7		2200000	212.50	12.50	200.00	0.059	236.33	0.899	0.053	308.35	0.81
ED1-P8		2079564	212.50	12.50	200.00	0.059	236.33	0.899	0.053	329.75	0.76
ED1-P9		2072000	212.50	12.50	200.00	0.059	236.33	0.899	0.053	316.58	0.79
ED1-K1		2300	237.50	12.50	225.00	0.053	260.38	0.912	0.048	-	-
ED1-K2		5135000	175.00	25.00	150.00	0.143	260.38	0.672	0.096	313.48	0.66
ED1-K3	a	275	212.50	12.50	200.00	0.059	260.38	0.816	0.048	-	-
	b	1620000	125.00	75.00	50.00	0.600		0.480	0.288		
	c	591000	150.00	25.00	125.00	0.167		0.576	0.096		
	d	200000	175.00	25.00	150.00	0.143		0.672	0.096		
ED1-K4	a	2008651	175.00	25.00	150.00	0.143	260.38	0.672	0.096	357.50	0.58
	b	2003000	225.00	25.00	200.00	0.111		0.864	0.096		
ED1-K5	a	2605000	125.00	75.00	50.00	0.600	260.38	0.480	0.288	-	-
	b	123300	225.00	25.00	200.00	0.111		0.864	0.096		
ED2-K1	a	2028665	150.00	25.00	125.00	0.167	218.63	0.686	0.114	284.53	0.72
	b	2529000	175.00	25.00	150.00	0.143		0.800	0.114		
ED2-K2		5060000	175.00	25.00	150.00	0.143	223.15	0.784	0.112	261.70	0.79
ED2-KA1	a	2000000	175.00	25.00	150.00	0.143	237.94	0.735	0.105	-	-
	b	1854500	200.00	25.00	175.00	0.125		0.841	0.105		
ED2-KA2	I	6203000	177.50	24.00	153.50	0.135	237.94	0.746	0.101	293.11	0.71
	II		151.50	49.00	102.50	0.323		0.637	0.206		
	III		126.20	74.00	52.20	0.59		0.530	0.311		

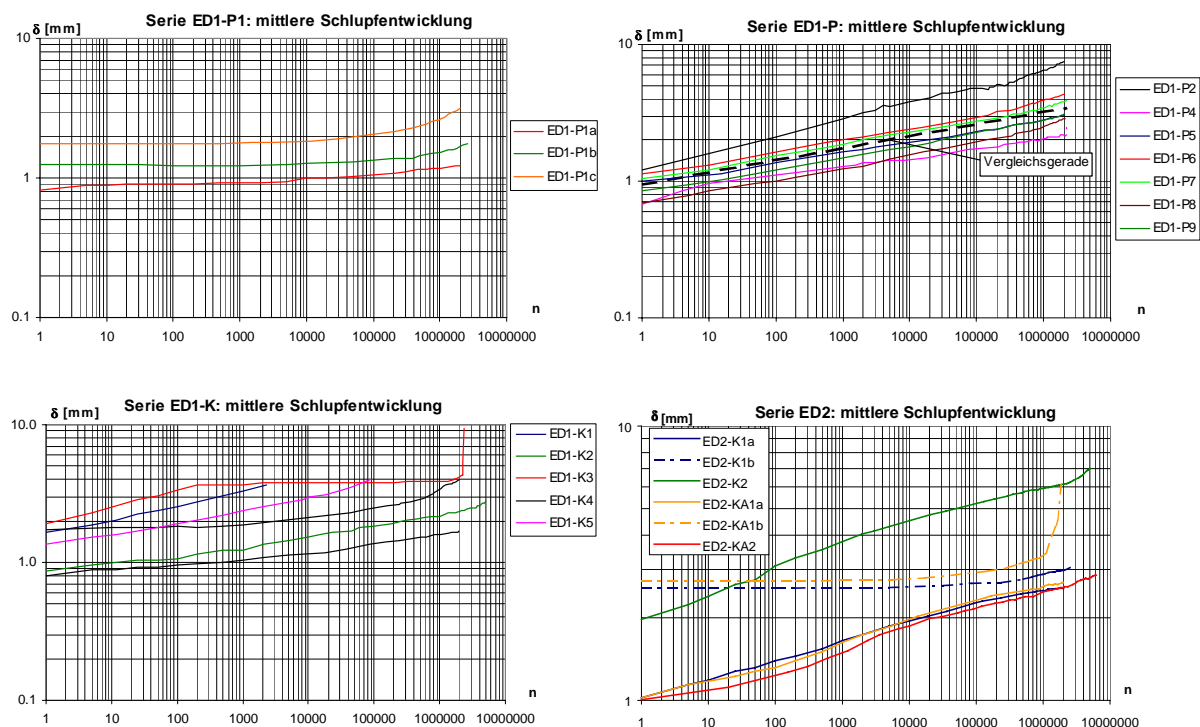


## 6.7 Ableitung eines Nachweiskonzeptes

### 6.7.1 Auswertung der Verformungen

Eine wesentliche Erkenntnis aus der Grundgesamtheit der Ermüdungsversuche ist, dass im untersuchten Parameterspektrum auch unter hohen Lasteinwirkungen, die deutlich oberhalb des Gebrauchslastniveaus liegen, Lastwechselzahlen von annähernd  $5,0 \cdot 10^6$  ertragen werden können. Dabei darf allerdings nicht außer acht gelassen werden, dass die beobachtete Schlupfentwicklung keinen endlichen Prozess darstellt, der einem Grenzwert zustrebt. Vielmehr ist bei einer Fortdauer der zyklischen Einwirkung ein weiterer Fortschritt der Verformungen zu erwarten. Ausgehend von der Vorstellung, dass die Grenze der ertragbaren Lastwechsel abhängig von der Einwirkung und dem Maß der Verschiebungen ist, soll im weiteren untersucht werden, ob anhand der experimentellen Daten Regelmäßigkeiten erkennbar sind, die die Herleitung eines Berechnungsmodells gestatten.

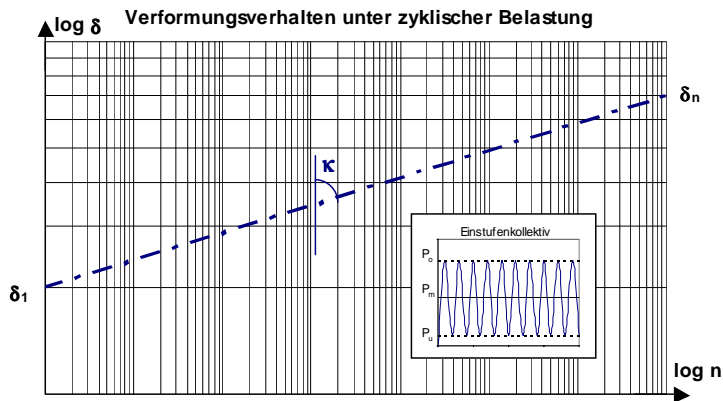
Die graphische Auftragung der Verformungsentwicklung unter zyklischer Beanspruchung im doppeltlogarithmischen Koordinatensystem (Bild 6.42) lässt in guter Näherung einen linearen Zusammenhang erkennen. Dies gilt nur für die Versuche, die mit einem Einstufenkollektiv beaufschlagt wurden, und für das erste Teilkollektiv einer mehrstufigen Belastungsfolge. Für nachfolgende Lastkollektive zeigt sich unabhängig von einer Erhöhung der Oberlast oder der Einwirkungsamplitude ein zunächst deutlich günstigeres Verhalten.



**Bild 6.42** Doppeltlogarithmische Abbildung der Relativverschiebungen unter zyklischer Lasteinwirkung

Erst nach einer größeren Anzahl von Lastspielen geht die Schlupfentwicklung kontinuierlich in das lastspezifische Verhalten der neuen Einwirkungskonstellation über. Damit liefert die Ableitung eines Berechnungsmodells auf Grundlage der einstufigen Lastzyklen einen konservativen Ansatz, der über eine hinreichende experimentelle Absicherung verfügt.

### 6.7.2 Berechnungskonzept für das einstufige Lastkollektiv



**Bild 6.43** Grundlagen und Größen des Berechnungskonzeptes

Anhand der Größen mit den Definitionen gemäß Bild 6.43 besteht die Möglichkeit, aus der experimentellen Grundgesamtheit einen Steigungsfaktor  $\kappa$  zur Quantifizierung des Schlupffortschritts nach Gleichung 6.2 zu ermitteln. Durch Umstellung kann für eine unbekannte Grundgesamtheit der zu erwartende Schlupf nach Gleichung 6.3 angegeben werden.

$$\kappa = \frac{\log n - \log 1}{\log \delta_n - \log \delta_1} = \frac{\log n}{\log (\delta_n / \delta_1)} \quad \text{Gl. 6.2}$$

$$\Leftrightarrow \log \left( \frac{\delta_n}{\delta_1} \right) = \frac{1}{\kappa} \log n$$

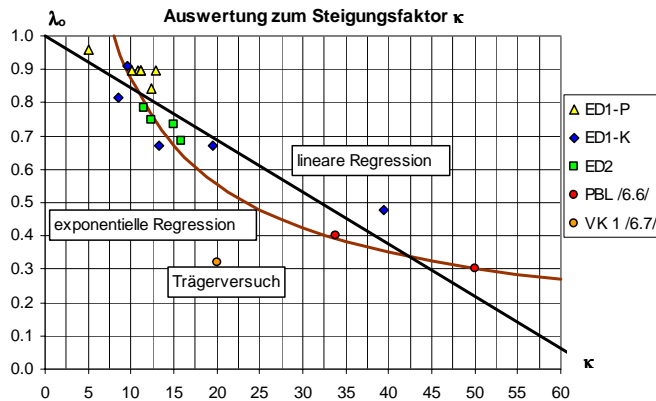
$$\Rightarrow \delta_n = \delta_1 \cdot n^{1/\kappa} \quad \text{Gl. 6.3}$$

Diese Vorgehensweise setzt zuverlässige Rechengrößen für die Verformung unter der Oberlast bei Erstbelastung  $\delta_1$  und den Steigungsfaktor  $\kappa$  voraus. Zur Abschätzung der Anfangsverformung wurde in Kapitel 5 ein statistisch abgesichertes Berechnungsverfahren hergeleitet. Eine Beziehung für  $\kappa$  kann aus der vorliegenden Versuchsreihe gewonnen werden. Mit der Festlegung, dass als ertragbare Relativverschiebung die Größe  $\delta_{uk}$  angesetzt wird, lässt sich für das Einstufenkollektiv eine Abschätzung für die ertragbare Lastspielzahl nach Gleichung 6.4 gewinnen.

$$n = \left( \frac{\delta_{uk}}{\delta_1} \right)^\kappa \quad \text{Gl. 6.4}$$

### 6.7.3 Analytische Betrachtung zur Formulierung des Schlupffortschritts

Eine statistische Auswertung der experimentellen Ergebnisse zur Feststellung der Einflussparameter auf den Steigungsfaktor  $\kappa$  führt zu der Erkenntnis, dass vordergründig ein direkter Zusammenhang zur Oberlast, in Bild 6.44 durch den Oberlastfaktor  $\lambda_o$  ausgedrückt, besteht. Ein Einfluss der Betongüte zeichnet sich nicht ab.



**Lineare Regression:**

$$\kappa = 64 \cdot (1 - \lambda_o - 1)$$

Gl. 6.5

mit  $\lambda_o = P_o / P_{t,stat}$

**Exponentielle Regression:**

$$\kappa = \left( \frac{\lambda_o}{4} \right)^{-3/2} \cdot \frac{1}{\sqrt{1-R}}$$

Gl. 6.6

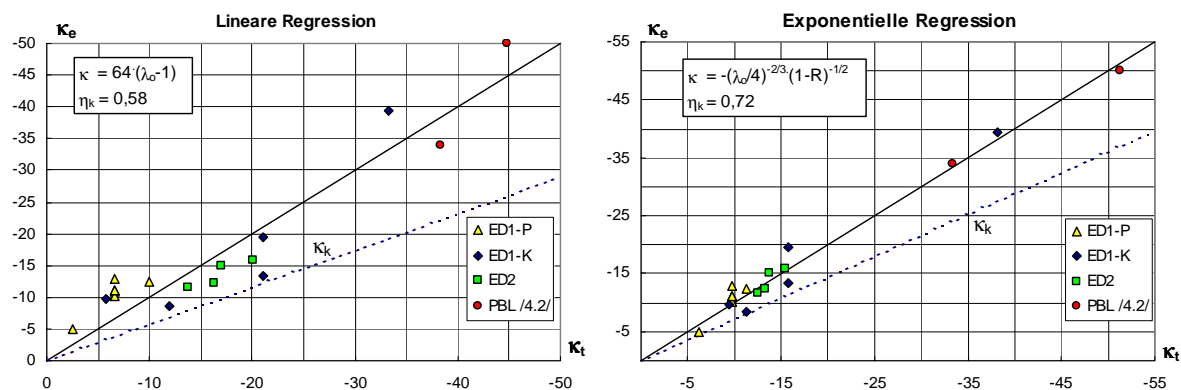
**Bild 6.44** Auswertung der Grundgesamtheit zur Analyse des Steigungsfaktors  $\kappa$

Die unter der gegebenen Fragestellung repräsentativen Versuchsergebnisse sind in Tabelle 6.4 zusammengefasst. Die eingetragenen Größen der Schlupfamplitude  $\Delta\delta$  und der Abhebungsamplitude  $\Delta\Delta$  werden im nachfolgenden Abschnitt erläutert.

**Tabelle 6.4** Verformungsgrößen der Ermüdungsversuche (für das erste Lastkollektiv)

Versuch	LW	$\delta_1$	$\delta_n$	$\kappa$	$\Delta\delta$	$\Delta\Delta$	$\lambda_o$	$\lambda_u$	R
	n	[mm]	[mm]	[-]	[mm]	[mm]	[-]	[-]	[-]
PBL 1 /6.6/	2.023.100	0,17	0,26	33,85	-	-	0,40	0,04	0,10
PBL 2 /6.6/	2.014.600	0,10	0,10	244,28	-	-	0,30	0,03	0,10
PBL 3 /6.6/	2.500.000	0,11	0,14	49,97	-	-	0,30	0,03	0,10
VK 1 /6.7/	2.800.000	0,60	1,26	20,01	-	-	0,32	0,06	0,06
ED1-P2	2.000.000	0,42	7,46	5,04	0,275	0,004	0,96	0,06	0,06
ED1-P4	2.168.400	0,68	2,20	12,43	0,118	0,036	0,84	0,13	0,16
ED1-P5	2.060.000	1,00	3,08	12,94	0,272	0,039	0,90	0,05	0,06
ED1-P6	2.060.500	1,14	4,35	10,87	0,268	0,053	0,90	0,05	0,06
ED1-P7	2.200.000	1,05	3,87	11,20	0,250	0,034	0,90	0,05	0,06
ED1-P8	2.079.564	0,69	2,87	10,15	0,146	0,040	0,90	0,05	0,06
ED1-P9	2.072.000	0,85	3,12	11,20	0,242	0,031	0,90	0,05	0,06
ED1-K1	2.300	1,65	3,67	9,63	0,365	0,094	0,91	0,05	0,05
ED1-K2	5.135.000	0,87	2,78	13,31	0,285	0,113	0,67	0,10	0,14
ED1-K3	275	1,89	3,66	8,49	0,303	0,107	0,81	0,05	0,06
ED1-K4	2.008.651	0,81	1,69	19,56	0,265	0,054	0,67	0,10	0,14
ED1-K5	2.605.000	0,48	0,70	39,45	0,089	0,031	0,48	0,29	0,60
ED2-K1	2.028.665	1,02	2,55	15,85	0,241	0,073	0,69	0,11	0,17
ED2-K2	2.400.000	1,97	7,00	11,59	0,322	0,073	0,78	0,11	0,14
ED2-KA1	2.000.000	1,02	2,68	15,00	0,276	0,079	0,74	0,11	0,14
ED2-KA2	6.203.000	0,81	2,86	12,32	0,286	0,047	0,75	0,10	0,14

Aufgrund der Tatsache, dass Versuchsergebnisse für Einwirkungsgrößen von  $\lambda_o > 0,68$  sowie  $\lambda_o < 0,4$  vorliegen ist keine eindeutige Aussage für die Zwischengrößen möglich. Für die betrachteten Versuche liefert eine lineare Regression nach Gleichung 6.5 ein plausibles Ergebnis. Eine präzisere Aussage erbringt eine exponentielle Regression nach Gleichung 6.6. Dabei wird das günstigere dynamische Schlupffortschrittsverhalten des Versuches ED1-K5, dem eine geringere Schwingbreite R zugrunde liegt, durch den zusätzlichen Faktor in Gleichung 6.6 erfasst, was insgesamt zu einer Verringerung der Streubreite führt. Eine statistische Analyse auf Grundlage des Eurocode 3, Anhang Z, liefert für die lineare Regression einen Fraktillenfaktor von  $\eta_k = 0,62$  und für die exponentielle Regression einen Wert von  $\eta_k = 0,72$ . Zur Bewertung der Modellzuverlässigkeit sind in Bild 6.45 die  $P_t/P_e$ -Diagramme angegeben, in denen sich die geringere Streuung der exponentiellen Regression dokumentiert.



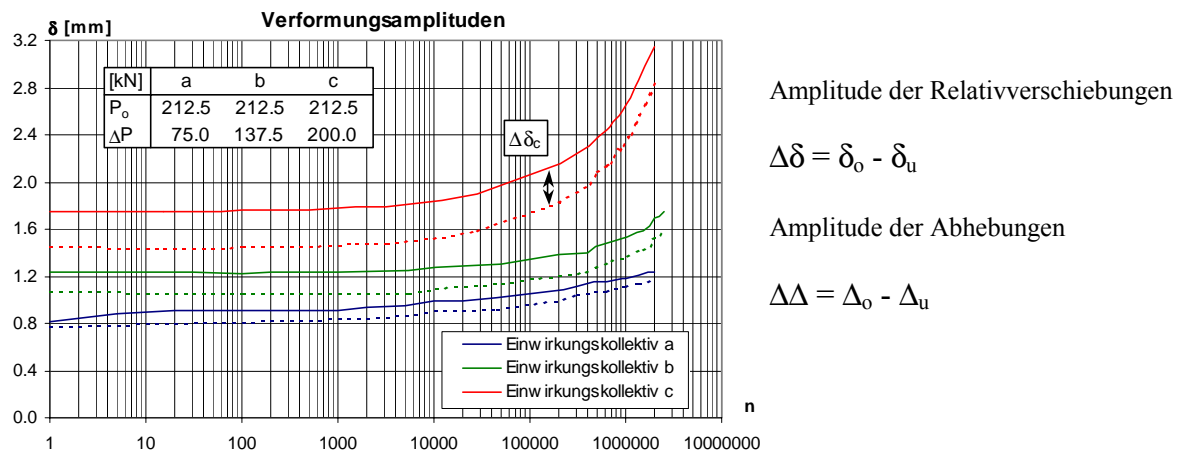
**Bild 6.45** Modellzuverlässigkeit der Regressionsanalyse für den Steigungsfaktor  $\kappa$

Einschränkend ist anzumerken, dass die vorliegende Betrachtung nur für den Bereich mittlerer und kleiner Ausnehmungsbreiten gültig ist. Der in Bild 6.44 eingetragene Versuch VK1, der das Schlupffortschrittsverhalten an einem Trägerversuch mit einer Ausnehmungsbreite von 100 mm wiedergibt, weist eine ausgeprägtere Schlupfentwicklung auf. Eine mögliche Erklärung ergibt sich aus der Erkenntnis, dass große Betondübel auch unter statischer Belastung größere Relativverschiebungen zeigen. Für eine quantitative Klärung dieses Sachverhalts wären weitere Versuche wünschenswert, genau wie eine experimentelle Untersuchung für das mittlere Oberlastspektrum vorteilhaft wäre. Darüber hinaus ist für das Berechnungskonzept eine Absicherung durch zusätzliche Trägerversuche erforderlich. Für kleine und mittlere Betondübel kann der charakteristische Wert des Steigungsfaktors  $\kappa_k$  angegeben werden:

$$\kappa_k = 0,72 \cdot \frac{\lambda_o^{-3/2}}{4} \cdot \frac{1}{\sqrt{1-R}} \quad \text{Gl. 6.7}$$

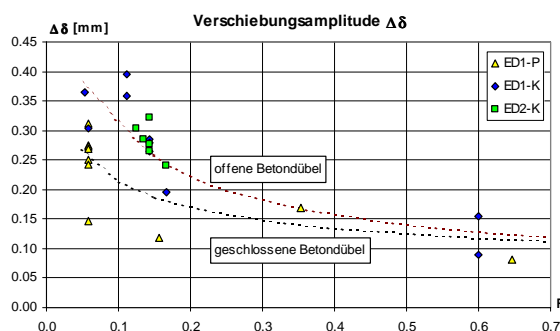
### 6.7.4 Analyse der Verformungsamplituden

Neben den tragfähigkeits- und ermüdungsrelevanten Verformungsgrößen, repräsentiert durch das Oberlastniveau, konnte bei sämtlichen Versuchen in Abhängigkeit von der Einwirkungsamplitude auch eine Verformungsamplitude entsprechend Bild 6.46 beobachtet werden, die über die gesamte einstufige Versuchsdauer eine annähernd konstante Größenordnung aufwies. Diese Größe liegt gleichsam als Schlupf- und Abhebungsamplitude vor und ist für die Versuchsreihe im Rahmen der Messaufzeichnungen im Anhang C dokumentiert.

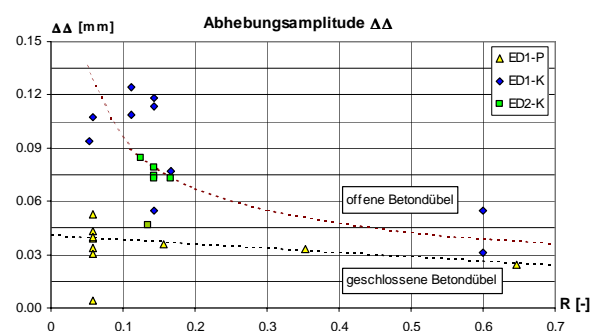


**Bild 6.46** Erläuterungen zu den Verschiebungsamplituden (ED1-P1)

Die graphische Auswertung in den Bildern 6.47 und 6.48 bestätigt, dass die Verformungsamplituden hauptsächlich von der Schwingbreite R abhängig sind. Dabei zeigt sich für beide Deformationsgrößen ein gleichartiges Bild. Es ist festzustellen, dass die Verformungsamplituden bei kleinen Schwingbreiten R bzw. großen Einwirkungsamplituden in der Tendenz überproportional zunehmen. Quantitativ liegen die Differenzen der Verschiebungen im Verhältnis deutlich unterhalb der Belastungsdifferenz, was durch Reibungseffekte in der Kontaktfläche zwischen dem Stahlprofil und dem Betongurt erklärt werden kann. Begünstigend wirkt sich auch eine Temperaturentwicklung infolge Reibung, die mittels Thermographie belegt werden kann, aus.



**Bild 6.47** Auswertung der Verschiebungsamplitude



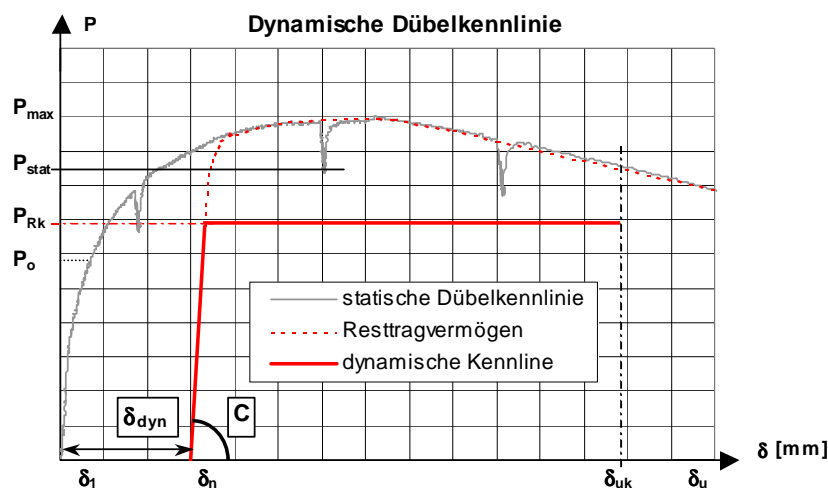
**Bild 6.48** Auswertung der Abhebungsamplitude

Anhand dieser Erkenntnisse aus den Versuchen kann erwartungsgemäß festgestellt werden, dass gegenüber der zyklischen Einwirkung eine systemimmanente Dämpfung vorhanden ist, die eine Schädigung des Betondübel verzögert.

Weiterhin ist zu erkennen, dass die offenen Betondübel gegenüber der geschlossenen Ausführungsvariante sowohl größere Schlupf- als auch Abhebungsamplituden aufweisen. Dies gewinnt insbesondere bei der Bewertung des Abhebeverhaltens an Bedeutung. Während geschlossene Ausnehmungen auch bei großen Schwingbreiten nur geringfügig größere Abhebungsamplituden zeigen, nimmt diese Bewertungsgröße bei offenen Aussparungen deutlich überproportional zu. Eine Interpretation lässt den Schluss zu, dass infolge der einseitig gestörten Kammerung des Betons in der Prozesszone eine geringere Dämpfung gegenüber der Lasteinwirkung vorliegt. Dies ist ein Indiz für die experimentell ausgewiesene, geringere Ermüdungsfestigkeit der offenen Ausführungsvariante, auch wenn diese noch oberhalb der nachzuweisenden Gebrauchseinwirkungen liegt.

### 6.7.5 Verformungssteifigkeit

Eine wesentliche Voraussetzung für nichtlineare Berechnungen unter Berücksichtigung der Nachgiebigkeit der Verbundmittel ist die Kenntnis der Dübelkennlinie. Für dynamische Untersuchungen bzw. Verformungsberechnungen unter nicht ruhender Belastung kann eine dynamische Dübelkennlinie nach Bild 6.49 angegeben werden. Hergeleitet aus einer statischen Last-Verformungskurve ergibt sich die dynamische Dübelkennlinie bilinear aus einem horizontalen Ast auf dem Niveau des charakteristischen Tragvermögens. Der aufsteigende Ast, spezifizierbar durch den dynamischen Verformungsmodul  $C_{\text{dyn}}$ , kann aus den statischen Versuchen zur Bestimmung des Resttragvermögens entsprechend Bild 6.50 hergeleitet werden.



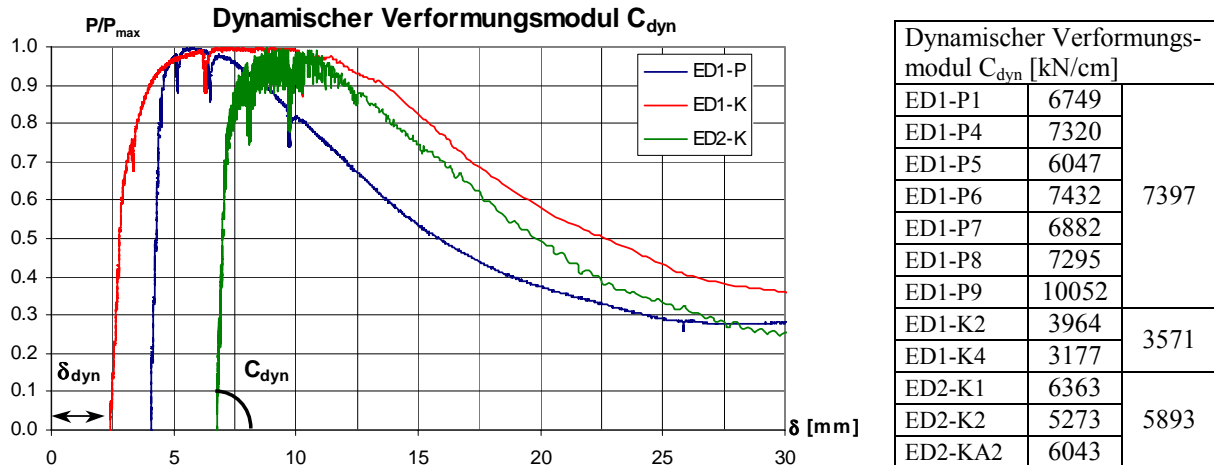
Kenngößen der dynamischen Dübelkennlinie:

Anfangsverformung

$$\delta_{\text{dyn}} = \delta_n$$

Verformungsmodul  $C$

Bild 6.49 Idealisierte dynamische Dübelkennlinie



**Bild 6.50** Ermittlung des dynamischen Verformungsmoduls anhand von Versuchskurven

Als wesentliches Merkmal der Last-Verformungskurven des Resttragvermögens ist zu nennen, dass bis zu einem Niveau zwischen 60-80 % der Bruchlast ein nahezu ideal-elastisches Verhalten vorliegt. Daher ist es auf einfachem Wege möglich, für alle Versuche mit Bezug auf die 60 %-Grenze einen Verformungsmodul  $C_{dyn}$  zu ermitteln. Anhand der numerischen Auswertung in Tabelle 6.5 zeigt sich, dass die Werte erheblichen Streuungen unterliegen. Bemerkenswert ist in diesem Zusammenhang, dass die Verformungsmoduli der offenen Ausnehmungen (Serie ED1-K) trotz gleicher Betongüte signifikant unterhalb der experimentellen Werte der geschlossenen Betondübel liegen. Eine Erklärung lässt sich in der Geometrie der Ausnehmungen finden. Bedingt durch die Öffnung wird einseitig nicht die volle Einschnürung der Prozesszone aufgebaut, wie beim geschlossenen Dübel. Daher reagiert der Dübel weicher. Zur Bewertung des Abhebe-Einflusses dient ein Abhebemodul  $A_{dyn}$ , der bis zum Niveau von 60 % der Bruchlast die Entwicklung der Abhebungen in Bezug auf den Schlupf wiedergibt.

**Tabelle 6.5** Datenanalyse zur Verformungssteifigkeit

	$f_{cm}$	$E_{cm}$	$C_{dyn}$	$A_{dyn}$	$C_{dyn}/E$	$b_h$	$f_g$	$C$
	[N/mm <sup>2</sup> ]	[KN/cm <sup>2</sup> ]	[KN/cm]	[-]	[1/cm]	[-]	[-]	
ED1-P1	32,7	3038	6749	-0,08	2,22	1,000	1,000	6075
ED1-P4	32,7	3038	7320	-0,09	2,41	1,000	1,000	6075
ED1-P5	32,7	3038	6047	-0,27	1,99	1,000	1,000	6075
ED1-P6	32,7	3038	7432	-0,23	2,45	1,000	1,000	6075
ED1-P7	32,7	3038	6882	-	2,27	1,000	1,000	6075
ED1-P8	32,7	3038	7295	-0,06	2,40	1,000	1,000	6075
ED1-P9	32,7	3038	10052	-0,17	3,31	1,000	1,000	6075
ED1-K2	31,7	3005	3964	0,21	1,32	0,143	0,543	3264
ED1-K4	31,7	3005	3177	0,22	1,06	0,143	0,543	3264
ED2-K1	22,7	2689	6363	0,04	2,37	0,571	0,971	5224
ED2-K2	23,5	2720	5273	-0,12	1,94	0,571	0,971	5284
ED2-KA2	23,5	2720	6043	-0,06	2,22	0,419	0,819	4455

#### Elastizitätsmodul

$$E_{cm} = 9500 \cdot f_{cm}^{1/3}$$

#### Hinterschneldung

$$b_h = \frac{b_i - b_o}{b_i}$$

#### Geometriefaktor

$$f_g = 0,4 + b_h \leq 1$$

#### dyn. Verformungsmodul

$$C_{dyn} = \frac{0,6 \cdot P_{max}}{\delta_{60} - \delta_{dyn}} \quad (\text{experimentell})$$

#### dyn. Abhebemodul

$$A_{dyn} = \frac{\Delta_{60} - \Delta_0}{\delta_{60} - \delta_{dyn}}$$

#### Verformungssteifigkeit

$$C = 2 \cdot f_g \cdot E_{cm}$$

Anhand der numerischen Auswertung in Tabelle 6.4 ist festzustellen, dass der Abhebemodul bei geschlossenen Ausnehmungsvarianten ein negatives Vorzeichen aufweist. Mit zunehmender Ausnehmungsbreite tritt eine anwachsende Abhebungsbestrebung auf, die für die Versuche ED1-K eine Größe von 0,21 mm/mm Schlupf erreicht.

Bei den geschlossenen Dübeln und denen mit einer kleinen Öffnung ist bei ausgeprägten Streuungen ein linearer Zusammenhang zwischen der Verformungssteifigkeit und dem mittleren Elastizitätsmodul des Betons zu erkennen. Der niedrigere Wert bei den offenen Aussparungen lässt sich durch die Einführung eines geometrischen Faktors  $f_g$  erfassen, der abhängig von der Hinterschneidung  $b_h$  gemäß Tabelle 6.4 ist.

$$f_g = 0,4 + b_h \leq 1 \quad \text{mit} \quad b_h = \frac{b_i - b_o}{b_i} \quad \text{Gl. 6.8}$$

Damit kann eine Berechnungsgröße für die Verformungssteifigkeit angegeben werden.

$$C = 2 \cdot f_g \cdot E_{cm} \quad \text{Gl. 6.9}$$

## 6.8 Vergleichsbetrachtung zur Nachweisführung für Kopfbolzendübel

Die Wirkungsweise eines Kopfbolzendübelns beruht hauptsächlich auf dem Abstützen der Druckkomponente aus der Längsschubkraft auf dem Schweißwulst am Dübelfuß. In Verbindung mit der resultierenden Zugkomponente, die durch den Dübelkopf aufgenommen wird, unterliegt der Dübelschaft einer kombinierten Beanspruchung aus geringer Biegung mit Längszug und Schubkraft. Begünstigt durch den Kerbeinfluss der Schweißverbindung sind Kopfbolzendübel anfällig für Ermüdungsbrüche. Während der Eurocode 4, Teil 1 und Teil 2, /1.3/ keine Regelungen zum Ermüdungsnachweis enthält wird im Normenentwurf E DIN 18800-5 /1.9/ ein Nachweisverfahren auf Grundlage von /6.12/, /6.14/ und /6.16/ eingeführt. Dabei wird bei einer pauschalen Begrenzung der zulässigen Dübelbeanspruchung unter der häufigen Lastkombination auf 60 % des charakteristischen Tragvermögens die schadensäquivalente Spannungsamplitude als Schubspannung  $\Delta\tau_{D,E}$  einer spezifischen Ermüdungsfestigkeit  $\Delta\tau_{D,C}$  gegenübergestellt. Bei Verwendung von Normalbeton kann die Ermüdungsfestigkeit zu  $\Delta\tau_{D,C} = 95 \text{ N/mm}^2$  angesetzt werden. Der Nachweis der Betriebsfestigkeit kann mittels der Palmgren-Miner-Regel und einer in der Norm angegebenen Ermüdungsfestigkeitskurve geführt werden. Bei Verwendung von Profilblechen wird auf die einschlägige Fachliteratur verwiesen. In Bereichen mit dem Betongurt in der Zugzone ist ein kombinierter Nachweis für den Kopfbolzendübel und das Stahlprofil zu führen.



## 6.9 Zusammenfassende Bewertung der Ermüdungsversuche

Anhand von experimentellen Untersuchungen zum Ermüdungsverhalten von Betondübeln konnten für das Spektrum der kleinen und mittleren Ausnehmungsbreiten bis zu einer Größenordnung von 70 mm aussagekräftige Erkenntnisse über das Bruchverhalten, und zur Entwicklung der relativen Verschiebungen zwischen dem Stahlprofil und dem Betongurt gewonnen werden. Im Ergebnis hat sich gezeigt, dass bei geschlossenen Ausnehmungsformen auch unter zyklischer Einwirkung mit Oberlasten auf einem Niveau von 90 % der quasistatischen Bruchlast im Druckschwellbereich bis zu  $2,0 \cdot 10^6$  Lastspielen kein Versagen zu erwarten ist. Für offene Betondübel mit Öffnungsbreiten von 80 % der maximalen Ausnehmungsbreite wurde ein ungünstigeres Ermüdungsverhalten festgestellt. Jedoch kann für ein Oberlastniveau von 70 % der quasistatischen Bruchlast ein zuverlässiges Tragvermögen unter Druckschwellbeanspruchung belegt werden. Ein Ermüdungsversagen des Stahlbleches, in das die Ausnehmung eingebracht wurde, entstand nur bei einem einzigen Versuchskörper mit einem sägezahnförmigen Dübelquerschnitt. Der Riss entstand nach  $3,85 \cdot 10^6$  Lastwechseln auf einem Niveau von 85 % der quasistatischen Bruchlast. Damit kann festgestellt werden, dass die Ermüdung des Stahlbleches im abgesicherten Spektrum keines Nachweises bedarf, jedoch sollte bei der Dimensionierung auf schlanke Betondübel, bei denen ein Versagen aufgrund der ertragbaren Teilflächenpressung zu erwarten ist, infolge der hohen Beanspruchung des Stahlbleches verzichtet werden.

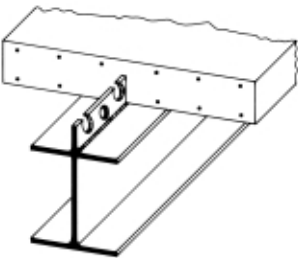
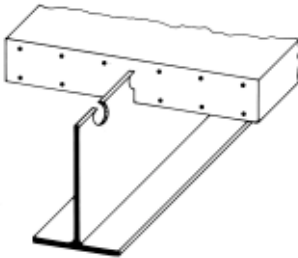
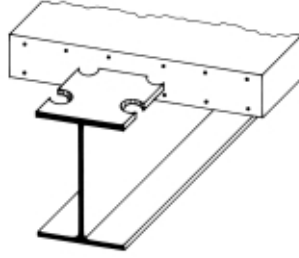
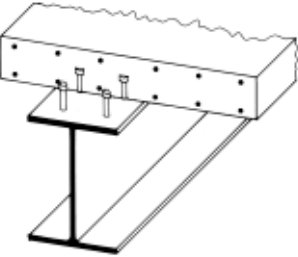
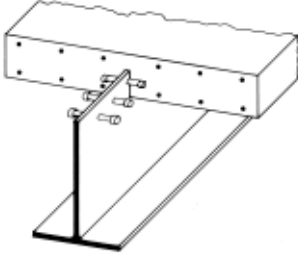
Im Rahmen des Versuchsprogramms konnte durch die Konzeption der zyklischen Einwirkungen aufgezeigt werden, dass Reihenfolgeeffekte einen erheblichen Einfluss auf das Verformungsverhalten haben. Unter einer veränderlichen Lastkonfiguration lieferten die Versuche deutlich günstigere Verformungseigenschaften, die durch Dämpfungseffekte infolge des zerstörten Betonmaterials in der Leibungsfläche zwischen den Komponenten zu begründen sind. Ein Nachweiskonzept für den Grenzzustand der Tragfähigkeit für Ermüdung konnte auf Grundlage der Verformungsentwicklung aus einstufigen Lastkollektiven abgeleitet werden. Darüber hinaus lieferte die Auswertung der Versuchsdaten die Parameter einer dynamischen Dübelkennlinie, die als wichtiger Bestandteil für numerische Simulation des Tragverhaltens von Verbundträgern unter vorwiegend nicht ruhender Belastung anzusehen ist. Weiterer Forschungsbedarf besteht in einer Untersuchung des Ermüdungsverhaltens von Betondübeln mit großen Ausnehmungsbreiten, sowie in einer Verdichtung der experimentellen Erkenntnisse anhand von Trägerversuchen sowohl im positiven als auch negativen Momentenbereich. Sinnvoll ist ebenfalls eine versuchsgestützte Bestätigung der günstigeren Ermüdungseigenschaften unter wirklichkeitsnahen Einwirkungen in Form von Betriebslasten.

## 7. Verbundträger mit Betondübeln zur Übertragung der Längsschubkräfte

### 7.1 Verbundträgertypen

Ausgehend von den geometrischen Eigenschaften lässt sich eine Einteilung von Verbundträgertypen in die klassische Ausführungsweise mit einem doppelt- oder einfachsymmetrischen Stahlprofil, bei dem die Verbundmittel auf dem Oberflansch befestigt werden, und in filigrane Verbundträger mit einem obergurtlosen Stahlprofil, bei denen die Verbundmittel am oberen Rand des Stegbleches eingebracht werden, vornehmen. Aufgrund vieler ungeklärter Fragen zu den spezifischen Eigenschaften im lokalen und globalen Bereich liegt der Schwerpunkt der Betrachtungen im Rahmen dieses Abschnitts auf den filigranen Verbundträgern. Ein weiteres Unterscheidungskriterium ist in der Orientierung der Verbundmittel in stehender oder liegender Weise zu sehen. Diese Klassifizierung gewinnt unter dem Aspekt der räumlichen Kraftausbreitung und daraus resultierender Querkzugkräfte an Bedeutung. Bei Verbundträgern mit liegenden Kopfbolzendübeln /7.1/-/7.8/ verläuft die räumliche Kraftausbreitung in Richtung der Plattendicke, so dass einem Spalten des Betongurts infolge der Querkzugkräfte konstruktiv durch eine entsprechende Bewehrungsanordnung entgegengewirkt werden muss. Im Fall von dicken Betongurten /7.6/-/7.8/ tritt dieses Problem aufgrund einer ausreichenden Kammerung der Prozesszone nicht auf. Bei einem filigranen Verbundträger mit stehenden Betondübeln begünstigt die Kraftausbreitung einen Spaltriss, der sich parallel zum Stahlprofil oberhalb des Stegbleches bilden kann. Daher ist eine sorgfältige Planung der Bewehrungsführung erforderlich.

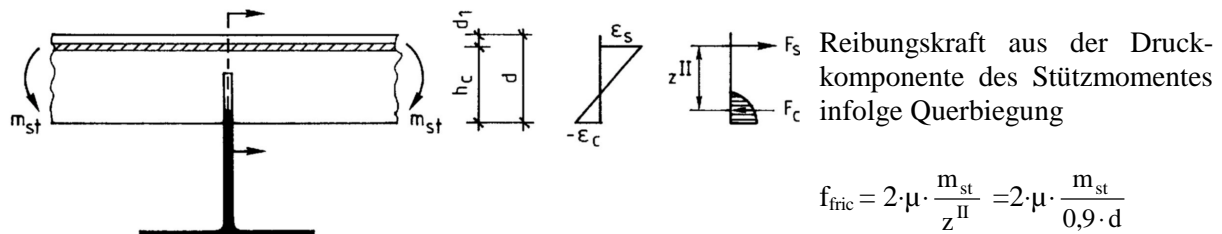
**Tabelle 7.1** Ausführungsvarianten von Verbundträgern

	Walzprofil	Obergurtloses Stahlprofil	Ausnehmungen im Oberflansch
Betondübel	 a	 b	 c
Kopfbolzendübel	 d	 e	<b>Stehende Verbundmittel</b> Typen a, b und d <b>Liegende Verbundmittel</b> Typen c und e

## 7.2 Experimentelle Untersuchungen zu Detailfragen

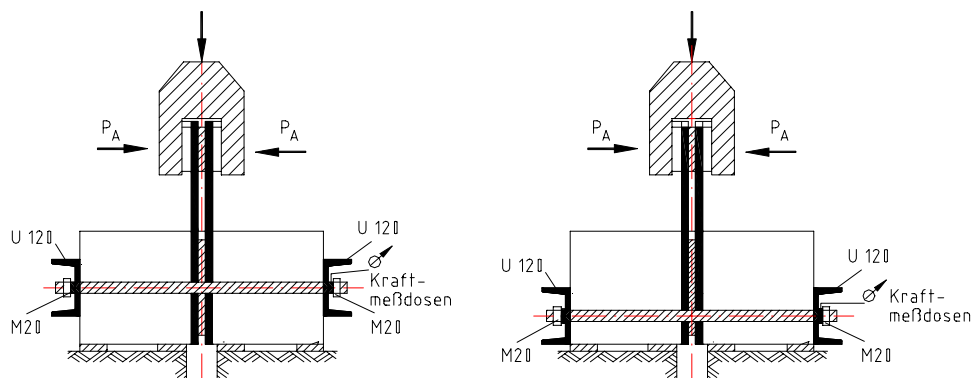
### 7.2.1 Einfluss der Reibung auf die Verbundcharakteristik

Ein wesentlicher konstruktiver Unterschied zwischen klassischen und filigranen Verbundträgern liegt im Verzicht auf den Oberflansch. Dadurch findet die Gurtplatte keine Auflagefläche, sondern muss die gesamten Lasten aus der Quertragwirkung der Gurtplatte in einem lokalen Bereich auf das Stegblech des Stahlprofils übertragen. In diesem Zusammenhang sind zwei Lastabtragungsmechanismen denkbar. Eine Komponente ergibt sich aus der Reibung zwischen den Verbundpartnern, die infolge des negativen Stützmomentes aus der Gurtplatte am unteren Rand aktiviert werden kann. Die Ermittlung der reibungswirksamen Druckkraft  $F_c$  kann nach den Regeln des Stahlbetonbaus aus dem Stützmoment und dem Hebelarm der inneren Kräfte bestimmt werden. Unter dem Gesichtspunkt der aktivierbaren Reibung kommt der Frage nach dem Reibbeiwert  $\mu$  eine besondere Bedeutung zu.



**Bild 7.1** Mechanische Zusammenhänge zur Abschätzung der aktivierbaren Reibung

Zur experimentellen Untersuchung dieser Größe wurde ein Versuchsprogramm aus insgesamt 40 Standard-Reibversuchen mit einer Versuchskörpergestaltung nach Bild 7.2, mit variabler Betongüte und einer Gliederung in zentrische und exzentrische Anpresskraft /7.10/ durchgeführt und einer statistischen Analyse auf Grundlage des Eurocode 3, Anhang Z /1.2/, unterzogen. Aus dieser Grundgesamtheit ergaben sich Werte von  $\mu_k = 0,541$  und  $\mu_d = 0,43$ . Gemäß /7.13/ liefert eine Sicherheitsanalyse der in /7.11/ und /7.12/ dokumentierten Reibversuche Werte von  $\mu_k = 0,571$  und  $\mu_d = 0,46$ .

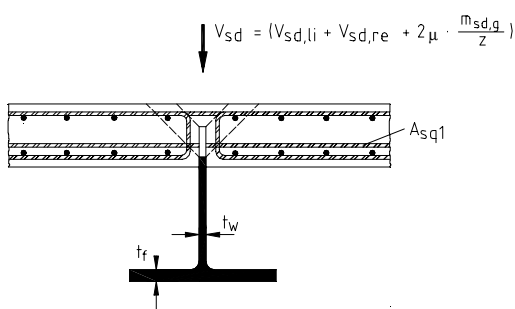


**Bild 7.2** Versuchskörpergestaltung zur Bestimmung des Reibbeiwertes  $\mu$  zwischen Profilstahl und Beton

### 7.2.2 Lokales Tragverhalten des Betongurtes beim filigranen Verbundträger

Ein weitere Fragestellung für die Ausführung als filigraner Verbundträger ist in der Eintragung der vertikalen Lasten in das Stegblech zu sehen. In diesem Zusammenhang ist zu klären, zu welchen Anteilen die vertikalen Kräfte aus der Gurtplatte über einen Druckbogen in den unteren Bereich der Ausnehmung eingebracht werden, und in welcher Größenordnung Lastkomponenten über die Oberkante des Stegbleches aufgenommen werden. Angesichts der unvollständig erforschten mechanischen Aspekte dieser Lagerungskonfiguration für den Betongurt ist in der bauaufsichtlichen Zulassung für die *Kombi*-Verdübelung /1.17/ die Anordnung von Kammerbeton vorgeschrieben. Während der Kammerbeton im Hochbau aufgrund des Brandschutzes sinnvoll erscheint, liefert er im Brückenbau unerwünschte Massen.

Als Versagensmechanismen kommen einerseits ein Überschreiten der ertragbaren Teilflächenpressung des Betons über dem Stegblech, und andererseits ein kombiniertes Durchstanzen aus der Kraftleitung im Dübelfuß und auf der Stegoberkante in Betracht. Zum Nachweis der Teilflächenpressung kann festgestellt werden, dass auch bei ungünstigen geometrischen Proportionen eine geringe lokale Beanspruchung zu erwarten ist, so dass auch unter Berücksichtigung eines Risses eine hinreichende Sicherheit gegen Versagen zur Verfügung steht. Zur Bewertung der Versagensform des Durchstanzens liegen in der Literatur keine vergleichbaren Versuchsergebnisse unter den spezifischen Randbedingungen vor. Es ist zu erwarten, dass eine Sicherheit gegen Durchstanzen durch eine entsprechende Betondeckung über der Stegoberkante in Verbindung mit dem Bewehrungsgehalt zur Aufnahme des negativen Stützmomentes gewährleistet werden kann.



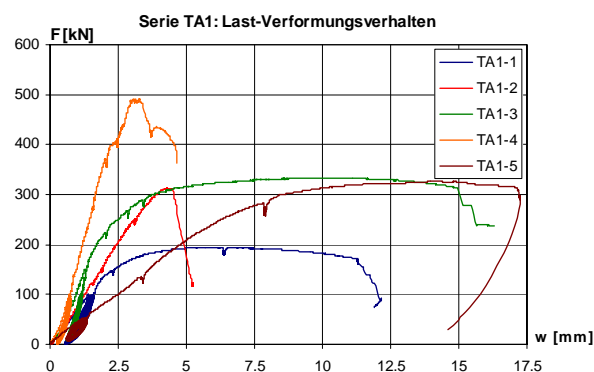
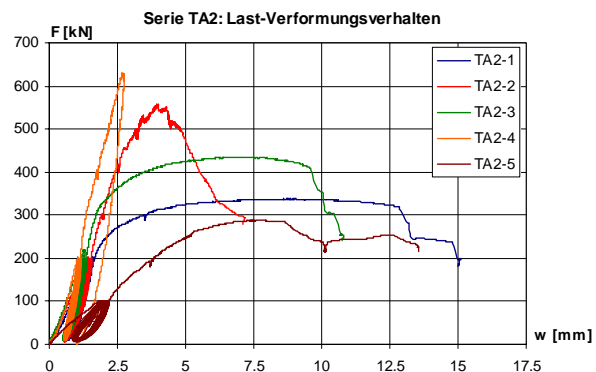
**Bild 7.3** Lokale Versagensmechanismen infolge der konzentrierten Lasteinleitung auf der Stegblechoberkante

Zur experimentellen Betrachtung des lokalen Verhaltens für die spezifische Lagerungskonstellation wurde eine Serie von 10 Versuchskörpern als Trägerabschnittsversuch mit den variablen Parametern der Stegblechdicke  $t_w$ , der Ausnehmungshöhe  $h_d$ , der Plattendicke  $h_c$  und dem Bewehrungsgrad  $\rho$  der Gurtplatte untersucht. Die Trägerabschnittsversuche, die gemäß Tabelle 7.2 kopfüber in den Versuchstand eingebaut wurden, tragen die Serienbezeichnungen TA1 und TA2. Die Fertigungspläne sind dem Anhang A zu entnehmen.

**Tabelle 7.2** Versuchskörpergestaltung und Parameter der Ausstanzversuche

	Serie TA1	Serie TA2
Querschnitt		
Längsschnitt		

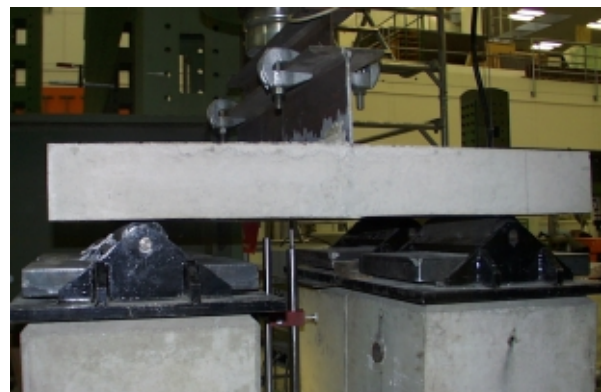
Der Konzeption der Versuchskörper lag der Gedanke zugrunde, möglichst ungünstige Bedingungen zu schaffen, um das Versagensverhalten dieses Ausführungsdetails studieren zu können. Dies geschah einerseits durch die Wahl verhältnismäßig dünner Stegbleche mit Dicken von 6,6 und 8,0 mm und andererseits durch das Einfetten der Stege zur Minimierung der Reibung und die Implikation eines Schwindrisses unmittelbar oberhalb des Stegbleches. Der simulierte Riss wurde durch den Einbau einer Aluminiumfolie mit einer Dicke von 0,2 mm realisiert, der die gesamte Fläche oberhalb des Steges einschließlich der Ausnehmungen umfasste. Der jeweils fünfte Versuch beider Serien wurde in der Form präpariert, dass der Stahlsteg im Kontaktbereich zum Betongurt beim Betonieren mit einer 1 mm starken Polystyrolschicht belegt war, die vor dem Versuch entfernt wurde. Das am Stahlträger eingeprägte Schwindmaß betrug damit 2 mm. Darüber hinaus verfügten die Versuche TA1-5 und TA2-5 über reduzierte Betondeckungen oberhalb der Stegoberkante von  $c_o = 40$  bzw. 37 mm. Eine Zusammenstellung der Entwurfparameter und der numerischen Versuchsauswertung ist in Tabelle 7.3 wiedergegeben.


**Bild 7.4** Versuchergebnisse der Serie TA1

**Bild 7.5** Versuchergebnisse der Serie TA2

**Tabelle 7.3** Geometrie und Versuchdaten der Ausstanzversuche

		$f_{cm}$	$b_{eff}$	$t$	$h_c$	$\rho$	$h_d$	$c_o$	$q_u$	Versagen
Nr.	Bez.	N/mm <sup>2</sup>	mm	mm	mm	%	mm	mm	kN/m	
1	TA1-1	34,2	700	6,6	120	0,37	50	50	215,8	Biegung
2	TA1-2		500			1,24			347,1	Schub (Platte)
3	TA1-3		500		150	0,29		70	370,8	Biegung
5	TA1-4		500			0,99			546,3	Schub (Platte)
5	TA1-5		500		120	0,37		40	363,9	Durchstanzen
6	TA2-1	31,2	500	8,0	140	0,38	63	47	375,1	Biegung
7	TA2-2		500			1,07			619,2	Schub (Platte)
8	TA2-3		500		180	0,29		87	483,4	Biegung
9	TA2-4		500			0,83			(700)	Schub (Platte)
10	TA2-5		500		140	0,38		37	319,3	Durchstanzen

Die in den Bildern 7.4 und 7.5 aufgetragenen Versuchskurven verdeutlichen, dass sämtliche Versuche ausgesprochen hohe Lastwerte oberhalb des in einem realen Bauwerk zu erwartenden Lastspektrum ertragen haben. Die beobachteten Versagensformen zeigten, dass das Tragvermögen des Betongurtes auf dem schmalen Stegblech im wesentlichen abhängig vom Bewehrungsgrad  $\rho$ , bei dem nur die Biegezugbewehrung oberhalb des Stegbleches berücksichtigt wird, und der Betondeckung oberhalb des Stegbleches ist. Die Versuchskörper wurden vor dem Traglastversuch einer dynamischen Vorbelastung von 50 Lastspielen mit Oberlasten auf einem Niveau von 40 % der erwarteten Bruchlast unterzogen.

**Bild 7.6** Ansicht im Prüfstand**Bild 7.7** Querschnitt im Prüfstand**Bild 7.8** Versuchskörper nach Biegeversagen**Bild 7.9** Versuchskörper nach Schubversagen

Die Auswertung zeigt für Versuche TA1-1 und 3 sowie TA2-1 und 3 mit einem niedrigen Bewehrungsgrad ( $\rho < 0,5 \%$ ) und einer relativ großen Betondeckung über der Stegoberkante  $c_o$  ein duktileres Lastverformungsverhalten mit einem reinen Biegeversagen durch Bruch der Bewehrung. Mit zunehmender Last konnte ein deutliches Anwachsen des implizierten Risses verzeichnet werden, ohne dass sich weitere Risse in der Umgebung bildeten. Im fortgeschrittenen Versuchsstadium lösten sich die Gurtplattenhälften nach Bild 7.8 großflächig vom Stegblech, so dass der einzige Kontakt im Bereich der eingeschnürten Druckzone des Gurtes verblieb. Eine vertikale Relativverschiebung zwischen den Verbundpartnern konnte nicht festgestellt werden. Aus den Versuchsdaten und Versagensbildern kann gefolgert werden, dass unter den vorliegenden Randbedingungen ein hohes Maß an Reibungsverbund in Höhe der zweifachen Zugkraft der Bewehrung multipliziert mit dem Reibbeiwert  $\mu$  aktiviert werden konnte. Eine Rückrechnung der Versuche unter der Annahme einer plastizierten Bewehrung liefert theoretische Werte für den Reibbeiwert  $\mu$  zwischen 0,49 und 0,92. Diese Größen lassen darauf schließen, dass der gerissene Beton hier unter dem Stegblech mitträgt, auch wenn die theoretischen Reibbeiwerte unter Berücksichtigung der Streubreite nach /7.10/ plausibel erscheinen.

Im Zustand des fortgeschrittenen Schwindens kann eine der Querkraft entgegen wirkende Reibungskraft nur dann aufgebaut werden, wenn infolge Querbiegung eine Druckkomponente entsteht. Diese ist dann zu erwarten, wenn die Gurtplatte zwischen den Verbundträgerachsen auf Querbiegung trägt. Begünstigt wird die Verformung durch eine verminderte Biegesteifigkeit der Gurtplatte im gerissenen Querschnitt. Bei kleinen Abständen der tragenden Stahlprofile kann möglicherweise keine Reibung aktiviert werden, dafür liegen aber die abzutragenden Querkräfte bei hochbauüblichen Proportionen auf einem deutlich geringeren Niveau. In diesem Fall muss der Lastabtrag über den Dübelfuß und die Stegoberkante entsprechend Bild 7.3 über den Scherwiderstand des Betons erfolgen. Eine denkbare Versagensform ist in einem kegelförmigen Ausstanzen über dem Dübel in Anlehnung an die Berechnungsgleichung nach Kapitel 5 für  $P_{Rd2}$  zu sehen. Zusätzliche Reserven sind noch aus der Lagerung auf der Stegkante zu erwarten. Dabei ist zu berücksichtigen, dass sich die Ausstanzkörper überlagern, so dass ein additiver Rechenansatz aufgrund unsicherer Ergebnisse auszuschließen ist.

Die Versuchskörper mit einem hohen Bewehrungsgrad ( $\rho > 0,83 \%$ ) zeigten über den Belastungsverlauf ein für Stahlbetonbalken typisches Verhalten. Nach Überschreiten der Betonzugfestigkeit bildete sich in der Biegezugzone ein Rissbild mit Rissabständen in einer Größenordnung von 10-15 cm, ohne dass eine ausgeprägte Erweiterung des implizierten Schwindrisses zu verzeichnen war. Bei weiterem Wegvorschub lag das Tragverhalten eines Biegeträgers



im Zustand II vor, bis ein durch Rissbildung angekündigtes Schubversagen der Gurtplatte gemäß Bild 7.9 eingetreten ist. In diesem Stadium konnte bei keinem der betroffenen Versuchskörper (TA1-2/4 und TA1-2/4) Versuchskörper eine ausgeprägte Zerstörung des Betons im lokalen Bereich der Stegoberkante festgestellt werden. Damit lieferten diese Versuche eine Bestätigung des vermuteten hohen Widerstands gegen die mechanische Modellvorstellung des Ausstanzens. Die Versuchskörper erreichten gemessen an den verhältnismäßig schlanken Platten ausgesprochen hohe Traglasten. Das Tragvermögen des Probekörpers TA2-4 überstieg sogar die Kapazität des Prüfzylinder von 630 kN, so dass die in Tabelle 7.3 in Klammern eingetragene Tragfähigkeit als unterer, experimentell abgesicherter Wert zu verstehen ist.

Die Versuche TA1-5 und TA2-5 wiesen entgegen den bisherigen Ergebnissen infolge des unterbundenen Kontaktes zwischen dem Betongurt und dem Stahlprofil durch einen beidseitig 1 mm breiten Spalt anfangs ein erheblich weiches Last-Verformungsverhalten auf. Diese Feststellung ist begründet in dem signifikant geringeren Hebelarm der inneren Kräfte. Während für den Versuch TA1-5 eine vergleichbare Traglast zur ähnlichen Konfiguration in TA1-3 erreicht wurde, zeigte der Körper TA2-5 einen Versagensmechanismus, der die vorab erläuterten theoretischen Überlegungen bestätigte. Das Rissbild und der Betonausbruch in Bild 7.10 weisen im Umkreis der 3 Betondübel eine stärker ausgeprägte Ausbruchsform, als in den dazwischen liegenden Zonen auf. Der Detailauszug in Bild 7.11 belegt, dass die Spitze des Ausstanzkraters bis in den unteren Bereich der Ausnehmung am Dübelfuß hineinreicht. Anhand der Ergebnisse dieses Versuches konnte gezeigt werden, dass der Lastabtrag aus der Gurtplatte bei unterbundener Reibung überwiegend durch räumliche Druckstreben, die sich auf dem Dübelfuß absetzen gewährleistet wird.



**Bild 7.10** Betonausbrüche am Versuchskörper TA2-5    **Bild 7.11** Detailauszug des mittleren Ausbruchs

Zusammenfassend kann für die Untersuchungen des lokalen Tragverhaltens des Betons oberhalb der Stegoberkante bei filigranen Verbundträgern festgestellt werden, dass auch im gerissenen Zustand keine Einschränkung des Tragvermögens vorliegt. Daher ist abweichend von der Festlegung in /1.17/ die Anordnung von Kammerbeton nicht zwingend erforderlich.



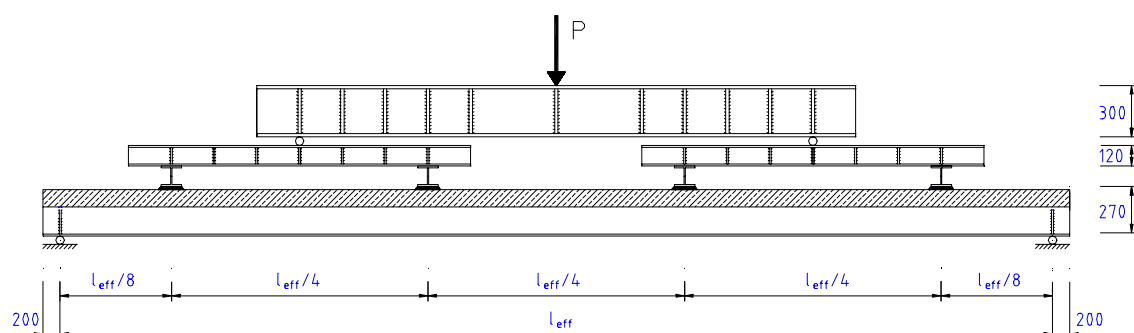
### 7.3 Trägerversuche

#### 7.3.1 Versuchskörpergestaltung und Versuchsaufbau

Zur Bestätigung einer Übertragbarkeit der Erkenntnisse aus den Versuchen zum lokalen Tragvermögen anhand von Abscherversuchen unter Berücksichtigung der zusätzlichen Effekte aus der Lasteinleitung wurden 6 Trägerversuche mit filigranen Verbundträgern in zwei Serien mit jeweils 3 Versuchskörpern durchgeführt. Die Fertigung der Probekörper erfolgte liegend, so dass die Bedingungen des Eigengewichtsverbunds vorlagen. Die Serien sind bezeichnet als VT mit einer effektiven Stützweite von 5,0 m und als T mit 6,0 Metern.

**Tabelle 7.4** Versuchskörpergestaltung der Verbundträger

	Versuchsserie VT	Versuchsserie T
Dübelanordnung am Halbträger	<p>VT1: 18 Dü <math>S_{dü} = 14,3 \text{ cm}</math></p> <p>VT2: 14 Dü <math>S_{dü} = 18,5 \text{ cm}</math></p> <p>VT3: 10 Dü <math>S_{dü} = 26,3 \text{ cm}</math></p> <p>Overall dimensions: 200, 2500, 2700 mm</p>	<p>T1: 6 Dü, spacing 400 mm, total length 3200 mm</p> <p>T2: 4 Dü, spacing 500 mm, total length 3200 mm</p> <p>T3: 3 Dü, spacing 700 mm, total length 3200 mm</p>
Ausnehmungsform	<p><math>b_f = 43 \text{ mm}</math>  <math>b_g = 30 \text{ mm}</math>  <math>R = 21,5 \text{ mm}</math>  <math>h_d = 50 \text{ mm}</math></p>	<p><math>b_f = 70 \text{ mm}</math>  <math>b_o = 42 \text{ mm}</math>  <math>R = 25 \text{ mm}</math>  <math>h_d = 63 \text{ mm}</math></p>
Trägerquerschnitt	<p><math>b_c = 900 \text{ mm} &lt; l_0/4</math>  <math>h = 270 \text{ mm}</math>  <math>b = 135 \text{ mm}</math></p> <p>Auflagersteifen</p>	<p><math>b_c = 1000 &lt; l_0/4</math>  <math>h = 280 \text{ mm}</math>  <math>b = 163 \text{ mm}</math></p> <p>Auflagersteifen</p>

**Bild 7.12** Lasteinleitungskonstruktion

Die Lasteinleitungskonstruktion war so konzipiert, dass der Träger durch 4 annähernd gleiche Einzellasten belastet wurde, die in der Laststellung einen Biegemomentenverlauf entsprechend einer Gleichlast bewirkten. Um Zwängungen aus der Prüfkörperlagerung zu minimieren, waren sowohl die Auflager als auch die Verteilerpunkte der Lasteinleitungskonstruktion als Rollenlager ausgeführt.

Die Vordimensionierung der Verbundträger erfolgte anhand von Erfahrungswerten mit einer Streckgrenze  $f_y = 300 \text{ N/mm}^2$  für die vorgesehene Stahlgüte S 235 J2 G3 und für eine angestrebte Betonfestigkeitsklasse C 30/37 für beide Serien. Auf Grundlage der tatsächlichen Materialfestigkeiten und Eigengewichte einschließlich der Lasteinleitungskonstruktion nach Tabelle 7.5 ergeben sich die Berechnungsgrößen gemäß Tabelle 7.6.

**Tabelle 7.5** Geometrische Größen und Materialkennwerte

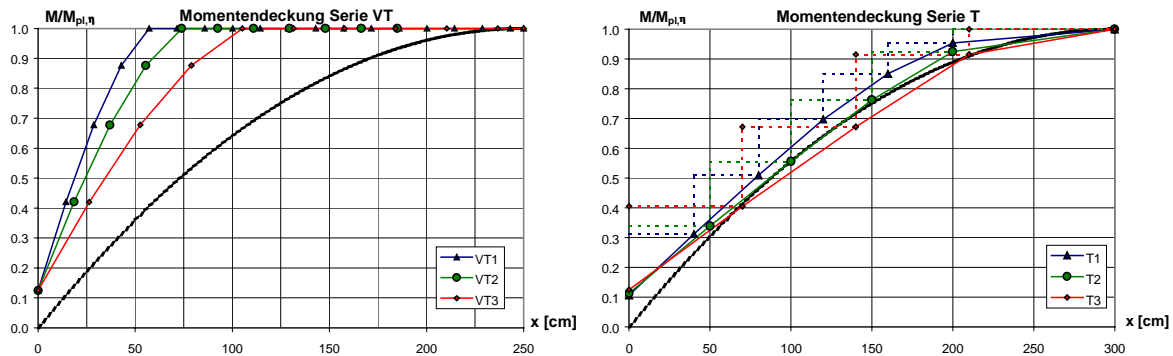
Versuch		$l_{\text{eff}}$	$b_c$	$h_c$	$f_{cm}$	Profil	$f_y$	$f_u$	$g$	$\rho$
Nr.	Bez.	m	mm	mm	N/mm <sup>2</sup>	kN	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	kN/m	[%]
1	VT 1	5,0	900	100	32,5	IPE 270	Steg/Flansch 350 / 295	Steg/Flansch 460 / 432	2,872	0,56
2	VT 2									0,44
3	VT 3									0,32
4	T 1	6,0	1000	140	28,9	HEA 280	Steg/Flansch 340 / 300	Steg/Flansch 454 / 437	4,305	0,23
5	T 2				31,3					
6	T 3				28,9					

Ein wesentliches Kriterium für die Dimensionierung und Dübelanordnung bei filigranen Verbundträgern liegt aufgrund des geringen Eigentragvermögens des Stahlprofils  $M_{\text{pla}}$  gegenüber dem vollplastischen Grenzmoment des Verbundträgers  $M_{\text{pl}}$  in der Sicherstellung der Momentendeckung über die Trägerlänge. Dieses Verhältnis wird über den Faktor

$$\eta_a = M_{\text{pla}}/M_{\text{pl}} \quad \text{Gl. 7.1}$$

ausgedrückt. Bei kleinen Werten für  $\eta_a$  ist eine äquidistante Dübelanordnung auch bei Verwendung von duktilen Verbundmitteln nicht möglich, da das Versagen in einem kritischen Schnitt mit fehlender Momentendeckung eintreten würde.

Zur Berechnung von Verbundträgern nach dem Spannungsblockverfahren wurde für die vorliegende Problemstellung ein EDV-Programm entwickelt, das neben den Berechnungsgrößen des Tragvermögens auch das querschnittsspezifische Teilverbunddiagramm und die Momentendeckungslinie unter der angegebenen Dübelverteilung bestimmt. Auf dieser Grundlage konnten effiziente Parameterstudien zur Optimierung eines Verbundträgers erfolgen.



**Bild 7.13** Momentendeckung über die Trägerlänge

Die Momentendeckungslinien über die halbe Trägerlänge der Serie VT gemäß Bild 7.13 zeigen, dass bedingt durch eine Vordimensionierung des Dübeltragvermögens nach den alten Berechnungsgrundlagen, diese Größe unterschätzt wurde, so dass bei allen 3 äquidistant verdübelten Trägern vollständiger Verbund und vollständige Momentendeckung vorgelegen haben. Der Schwerpunkt der Untersuchungen liegt folglich im Einfluss der Dübelnachgiebigkeit bei vollständigem Verbund. Bei der Trägerserie T lag das Untersuchungskriterium bei Verdübelungsgraden zwischen 0,7 und 0,9 in der Anwendbarkeit der Teilverbundtheorie. Die Wahl der Betondübelgeometrie mit einem verhältnismäßig großen Tragvermögen des einzelnen Verbundmittels machte nur eine geringe Anzahl von 4-6 Betondübeln pro Halbträger erforderlich. Nach der Theorie der unterbrochenen Verbundfuge /7.14/ wurden die Verbundmittel in der Form äquidistant vom Auflagerbereich beginnend angeordnet, dass die Momentendeckung gerade gewährleistet war. Beim Träger T3 wurde die Momentendeckungslinie geringfügig hinterschnitten, um die Verbundreserven aus aktivierter Reibung zu testen.

Eine wichtige Voraussetzung zum Nachweis der Momentendeckung ergibt sich aus der hohen Dübeltragfähigkeit in Verbindung mit einem großen Dübelabstand. Die Momentendeckungslinie darf nicht mit einer verschmierten Kraftübertragung ermittelt werden, sondern muss, wie Bild 7.13 für die Serie T zu entnehmen ist, mit einer diskreten Krafteinleitung treppenstufenförmig erfolgen. Eine vereinfachte Berechnung mit verschmierter Formulierung ist möglich, indem die untere Grenze der Momentendeckung durch eine (n-1)-Regel berechnet wird. Das bedeutet, dass an jedem Dübelangriffspunkt das plastische Tragvermögen des zum Auflager hin orientierten, vorhergehenden Einleitungsquerschnittes anzusetzen ist.

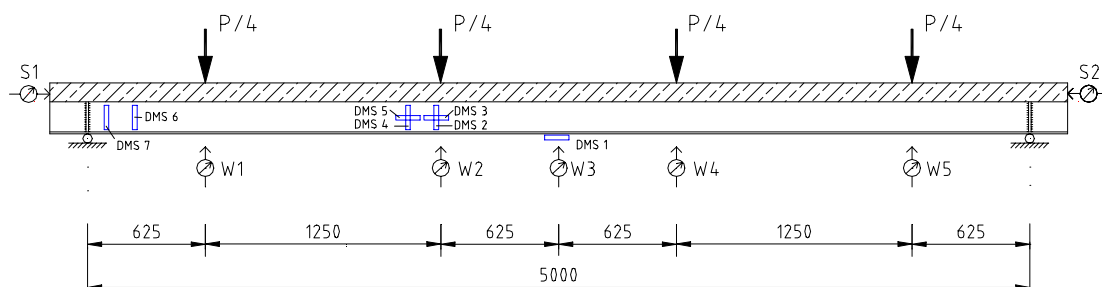
**Tabelle 7.6** Rechengrößen und Kenngrößen nach der Plastizitätstheorie

Versuch		M <sub>g</sub>	P <sub>g</sub>	P <sub>Rm</sub>	η <sub>a</sub>	M <sub>pl</sub>	P	η	z <sub>pl</sub> /h
Nr.	Bez.	kNm	kN	kN	[-]			[-]	
1	VT 1	8,93	14,29	183,7	0,125	159,5	255,2	>1,0	0,09
2	VT 2								
3	VT 3								
4	T 1	19,3	25,73	264,6	0,106	342,2	456,3	1,05	0,188
5	T 2			275,0	0,105	334,6	446,1	0,91	0,173
6	T 3			264,6	0,106	290,8	387,8	0,70	0,188

Als ein weiterer Grundgedanke für die Versuchskörperkonzeption ist zu nennen, dass mit 10 cm für die Serie VT und mit 14 cm für die Serie T verhältnismäßig dünne Gurtplatten gewählt worden sind, um experimentell ungünstige Randbedingungen zu untersuchen. Eine Extrapolation auf dickere Gurte erscheint unbedenklich. Die Verdübelung der Versuchsserie T entsprach in Bezug auf die Entwurfparameter Ausnehmungsgeometrie, Dübeltopologie, Betongüte und Bewehrungsgrad den Push-Out-Körpern der statischen Versuchsreihe SD9 (Kap. 5), so dass eine zuverlässige Referenz zum Dübeltragverhalten vorlag. Weiterhin war der Querbewehrungsgrad, der sich auf den Bewehrungsquerschnitt oberhalb des Stegbleches bezieht, bewusst niedrig konzipiert, um die Spaltrissbildung im geschwächten Querschnitt zu untersuchen und zu bewerten.

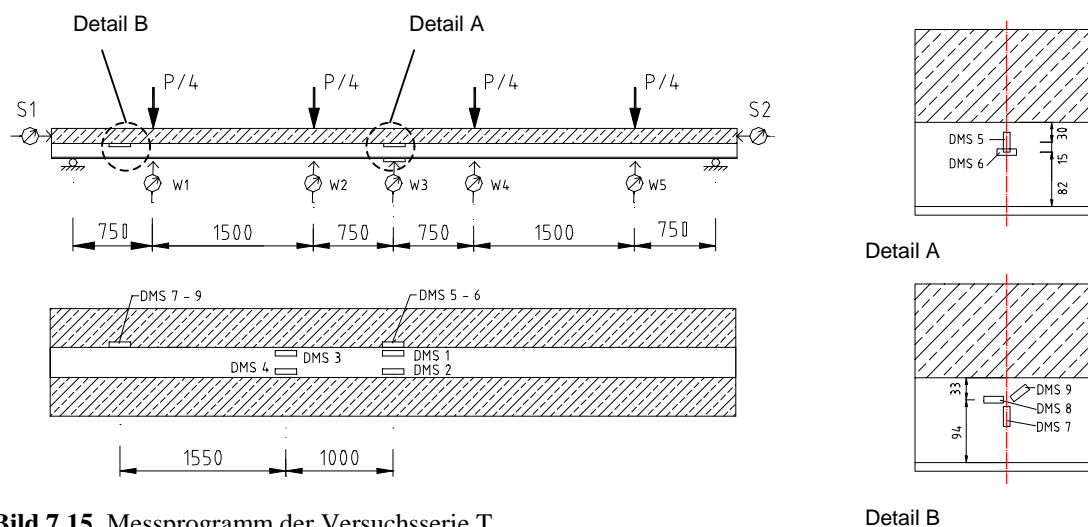
### 7.3.2 Messprogramm

Das Messprogramm für die Trägerversuche umfasste für die Serie VT insgesamt 7 induktive Wegaufnehmer, von denen 5 zur Erfassung der Vertikalverformungen jeweils unter den Lasteinleitungspunkten und in Feldmitte angeordnet und zwei zur Aufzeichnung der Relativverschiebungen zwischen dem Stahlprofil und dem Betongurt an den Trägerenden installiert waren. Die Dehnungsmessungen mittels Dehnmessstreifen erfolgten in Feldmitte auf der Flanschunterseite unter dem Stegblech und in ausgewählten Querschnitten auf dem Steg.

**Bild 7.14** Messprogramm der Versuchsserie VT

Aus ökonomischen Gründen wurden die Dehnungsmessungen nur an einer Trägerhälfte vorgenommen. Horizontale und vertikale DMS beiderseits des nächstgelegenen Dübels zur Verformungsmessung W2 (Bild 7.14) und vertikale DMS beiderseits des vorletzten Betondübels am Auflager dienten der Erfassung des Kraftflusses aus der konzentrierten Krafteinleitung in der unmittelbaren Umgebung des Verbundmittels.

Die Konzeption der Verformungsmessungen für die Serie T entsprach den Ausführungen zur Serie VT. Dehnungsmessungen waren auf der Flanschseite zum einen in der Feldmitte und zum anderen in der Dübelachse der ersten Ausnehmung von der Feldmitte ausgehend vorgesehen. Darüber hinaus konnte durch die Anordnung des DMS 6 gemäß Detail A in Bild 7.15 auf dem Stegblech in der Symmetrieachse die Dehnungsverteilung über die Profilhöhe des Baustahlquerschnitts ermittelt werden, um auf dieser Grundlage die Spannungsverteilung und die Lage der Nulllinie insbesondere bei den teilverdübelteten Trägern zu bestimmen. Die Anbringung der Dehnmessstreifen 7, 8 und 9 unterhalb des vorletzten Betondübels vor dem Auflager sollten Aufschluss über den Spannungsverlauf in der Dübelumgebung liefern.

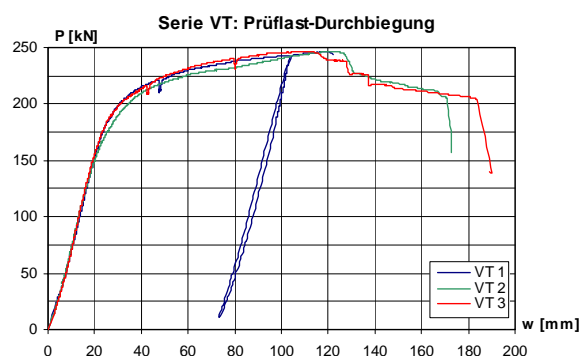


**Bild 7.15** Messprogramm der Versuchsserie T

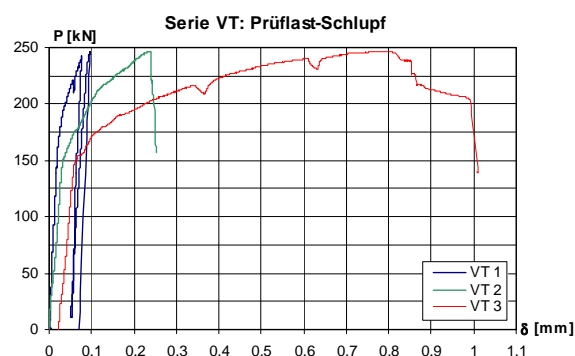
Eine Bewertung des Abhebens des Betongurts vom Stahlprofil konnte optisch über die Farbe des Stegbleches erfolgen, die im ursprünglich einbetonierten Bereich eine graue Färbung aufwies. In der Lage der Betondübel wurden vor Versuchsbeginn Markierungen am Stahlprofil und Betongurt angebracht, um das lokale Schlupfverhalten des einzelnen Verbundmittels zu untersuchen und damit eine Abschätzung der Verteilung der Dübelkräfte über die Trägelänge zu erhalten. Im folgenden Abschnitt werden die Messwerte aus den Trägerversuchen in zusammengefasster Form dargestellt und erläutert. Eine vollständige Dokumentation der Messaufzeichnungen ist im Anhang D enthalten.

### 7.3.3 Versuchsauswertung

Die wesentlichen Größen zur Bewertung des Last-Verformungsverhalten der Trägerversuche liefern die Messergebnisse der Mittendurchbiegung und der Relativverschiebungen zwischen den Verbundpartnern. Bei den Trägern mit einem vollständigen Verbund bzw. einer Überverdübelung in der Serie VT ist gemäß Bild 7.16 zu erkennen, dass ein annähernd identisches Tragverhalten vorliegt. Bei einer Mittendurchbiegung aus der Prüflast von 12 cm ist bei allen 3 Versuchen trotz eines günstigen Duktilitätsparameters  $/2.4/$  von  $z_{pl}/h = 0,09$  als Versagenskriterium jeweils an einer der innenliegenden Lasteinleitungspunkte ein Bruch der Betondruckzone eingetreten. Bei weiterem Wegvorschub führte eine Einschnürung der Druckzone dazu, dass im Nachbruchbereich weiterhin ein hohes Maß an Lasten aufreht erhalten werden konnte. Daher kann von einem duktilen Tragverhalten gesprochen werden.



**Bild 7.16** Last-Verformungsverhalten der Serie VT



**Bild 7.17** Relativverschiebungen bei der Serie VT

Vor Beginn des Traglastversuches wurden die Versuchskörper einer dynamischen Vorbelastung mit den Ober- und Unterlasten nach Tabelle 7.7 unterzogen, um den Haftverbund zu lösen. Die in Bild 7.17 aufgetragene Schlupfentwicklung lässt nicht auf den Einfluss eines vorhandenen Haftverbundes schließen. Der Ausnutzungsgrad der Dübeltragfähigkeit des Randdübels zeichnet sich deutlich ab. Der Rissbeginn auf der Unterseite der Gurtplatten setzte zwischen 65 und 75 % der Bruchlast ein und führte zu einem abgeschlossenen Rissbild mit Abständen von ca. 15 cm.

**Tabelle 7.7** Lastgrößen Trägerversuche

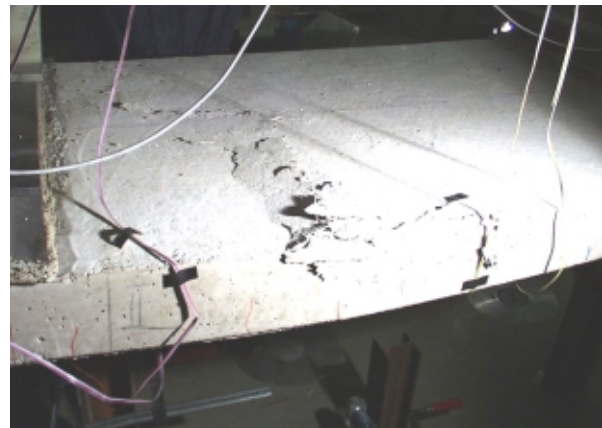
Versuch		$I_{eff}$	$P_{min}/P_{max}$	LW	$P_u$	$P_{cr}$	$P_{cr,sp}$	$P_{el,e}$	$M_{el,e}$	$M_{pl,e}$
Nr.	Bez.	kN	kN		kN	kN	kN	kN	kN	kN
1	VT 1	5,0	145/10	25	246,1	186	-	145	90,6	162,7
2	VT 2		105/5		246,5	175	-	150	93,8	163,0
3	VT 3		95/5		246,6	160	-	150	93,8	163,1
4	T 1	6,0	200/50		444,7	390	420	400	300,0	352,8
5	T 2		200/50		423,9	200	330	350	262,5	337,2
6	T 3		172/25		377,6	190	250	320	240,0	302,5

Dazu ist anzumerken, dass die kritische Risslast  $P_{cr}$  bei den Versuchen VT oberhalb der elastischen Grenzlast  $P_{el,e}$  gelegen hat.

Bedingt durch den unterschiedlichen Verdübelungsgrad wiesen die Versuchskurven der Serie T unterschiedliche Verformungseigenschaften und Bruchlasten auf. Der Versuchsträger T1, der über einen vollständigen Verbund verfügte, erreichte eine Bruchlast von 444,7 kN bei einer Mittendurchbiegung von 17,5 cm. Das Versagenskriterium lag in einem Bruch der Betondruckzone in der Feldmitte (Bild 7.19). Die Aufzeichnungen der Dehnungen (Anhang D) verdeutlichen ein vollständiges Plastizieren des Unterflansches im unverdübelten Bereich.

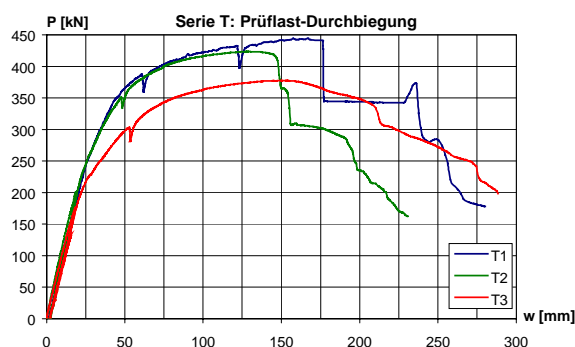


**Bild 7.18** Träger im Versuchsstand (T1)

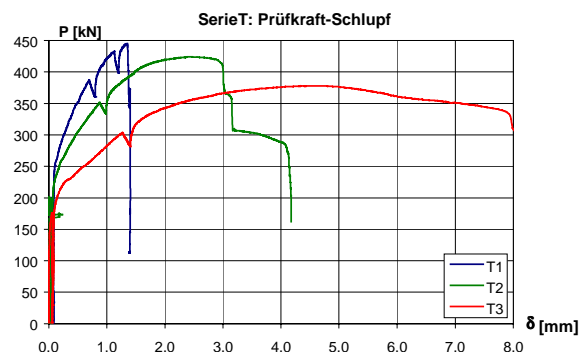


**Bild 7.19** Versagen des Betongurts beim Träger T1

Beim Versuchsträger T2 mit einem Verdübelungsgrad  $\eta = 0,91$  zeigte sich zunächst ein deckungsgleiches Last-Verformungsverhalten wie beim Träger T1. Bei 85 % der Bruchlast nahmen die Verformungen stärker zu, was sich auch in einer anwachsenden Schlupfentwicklung äußerte. Bei einer Last von 423,9 kN und einer Mittendurchbiegung von 15 cm versagte der Betongurt unter der Lasteinleitung beim Wegaufnehmer W4. Im Nachbruchbereich zeichnete sich in der gebrochenen Trägerhälfte am ersten Dübel von der Symmetrieachse aus gesehen ein Dübelausbruch ab, wie es bei den Push-Out-Versuchen der Serie SD9 in gleicher Form beobachtet werden konnte.

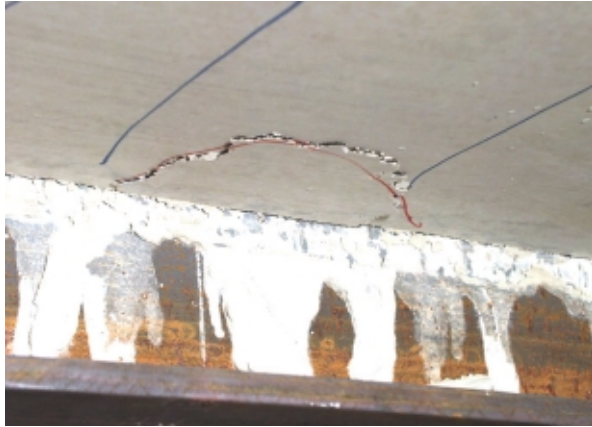


**Bild 7.20** Last-Verformungsverhalten der Serie VT



**Bild 7.21** Relativverschiebungen bei der Serie VT





**Bild 7.22** Dübelausbruch auf der Unterseite (T3)



**Bild 7.23** Dübelausbruch auf der Oberseite (T3)

Beim Versuch T3 mit einem Verdübelungsgrad von 70 % konnte mit einer Bruchlast von 377,6 kN die Vordimensionierung nach der Plastizitätstheorie bestätigt werden. Mit einem kombinierten Versagensmechanismus aus einem Bruch der Betondruckzone unter der Lasteinleitung, belegt durch die plastische Verformung des Stahlprofils nach Bild 7.24, und einem Aufreißen der Verbundfuge bei einer Mittendurchbiegung von 16 cm, zeigte sich ein erwartetes Tragverhalten. Dübelausbrüche auf der Ober- und Unterseite gemäß den Bildern 7.22 und 7.23 waren im Nachbruchbereich an allen Dübeln der versagenden Trägerhälfte zu verzeichnen. Entsprechend der Dübelkennlinie aus den Push-Out-Versuchen ging dies mit einer stark zunehmenden Relativverschiebung in der Verbundfuge einher.



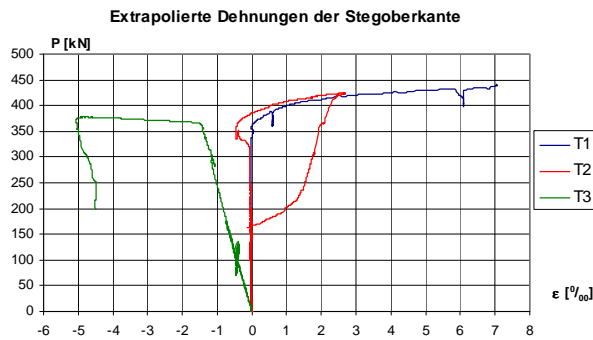
**Bild 7.24** Plastische Deformation eines Dübels (T3)



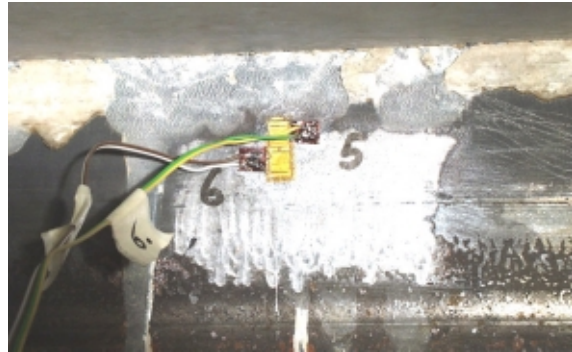
**Bild 7.25** Schlupf an der Auflagersteife (T3)

Eine Verifikation der Teilverbundtheorie bzw. eine Abschätzung des effektiv vorhandenen Verdübelungsgrades ist über eine Auswertung der horizontalen Dehnungsmessungen in der Feldmitte möglich. Dabei repräsentiert der Mittelwert der Dehnungsmessungen DMS 1 und DMS 2 die Dehnungen an der Flanschunterseite, der Dehnungsmessstreifen 6 liefert die Dehnung im Steg. Unter der Annahme der Bernoulli-Hypothese vom Ebenbleiben der Querschnitte lassen sich die Dehnungen an der Oberkante des Stahlprofils nach Bild 7.26 extrapolieren.





**Bild 7.26** Rechnerische Dehnungen der Stegoberkante



**Bild 7.27** Zweiaxialer DMS auf dem Stegblech (T3)

Zur Bewertung der rechnerischen Dehnungen ist anzumerken, dass diese aufgrund von Fehlermöglichkeiten aus der Messgenauigkeit und der präzisen geometrischen Lage der DMS auf dem Stegblech nur als qualitative Abschätzung anzusehen sind. Demnach treten beim Versuchsträger T1 über den gesamten Belastungsverlauf nur positive Dehnungen auf, was als Bestätigung des vollständigen Verbunds zu verstehen ist. Beim Träger T2 stellen sich nur in einem bestimmten Lastintervall Stauchungen ein, womit keine eindeutige Aussage gegenüber der theoretischen Nulllinienlage (142,5 mm von der Flanschunterkante) möglich ist. Für den Träger T3 liefert die Auswertung der Dehnungen eine Nulllinienlage zwischen 81 und 90 mm gegenüber dem theoretischen Wert von 77 mm. Die Differenz ist auf günstige Effekte auf die Übertragung der Längsschubkräfte infolge aktivierter Reibung zurückzuführen.



**Bild 7.28** Spaltriss über dem Stegblech (T3)



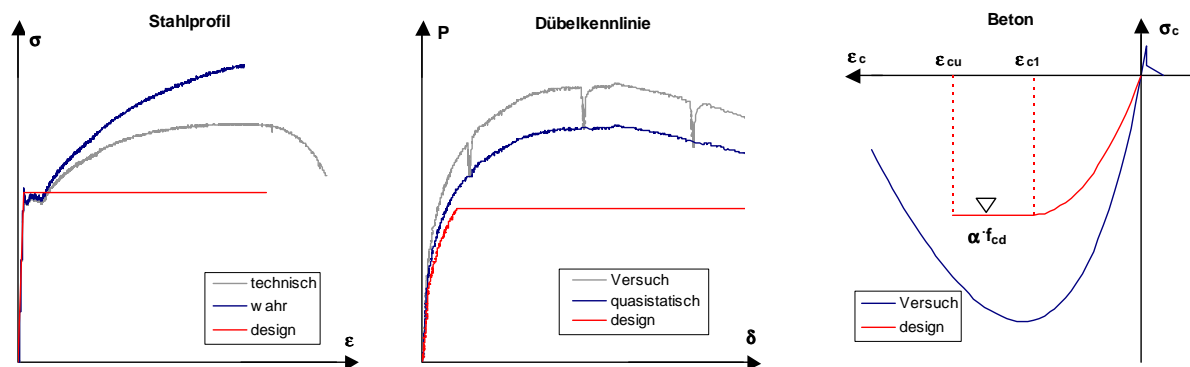
**Bild 7.29** Spaltriss über dem Stegblech (T2)

Ein auch von anderen Forschungsstellen beobachtetes Problem bei Traglastversuchen mit filigranen Verbundträgern liegt in der Entstehung von Spaltrissen in der Gurtplatte parallel zur Systemachse oberhalb des Stegbleches. Bei den vorliegenden Versuchen bildeten sich diese Risse bei Lasten zwischen 94,4 % der Bruchlast beim Träger T1 und 66,2 % der Bruchlast beim Träger T3. Angesichts des niedrigen Querbewehrungsgrades nach Tabelle 7.5 von 0,23 % und einer kritischen Spaltrisslast  $P_{cr,sp}$  oberhalb der Gebrauchslasten kann das Problem des Spaltens als unkritisch angesehen werden, es ist jedoch eine sorgfältige Dimensionierung und Planung der Bewehrungsführung erforderlich.

## 8. Berechnungsmodelle zur numerischen Simulation

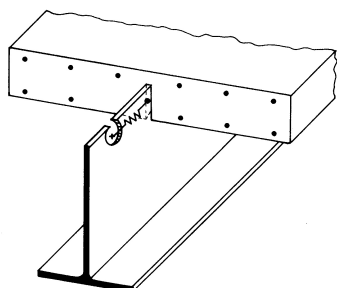
### 8.1 Modellbildung

Die numerischen Untersuchungen zum Trag- und Verformungsverhalten von Verbundträgern erfolgen unter Verwendung des Programmsystems *ADINA* Version 7.3 /8.1/,/8.2/ auf Grundlage des Berechnungsverfahrens nach der Methode der finiten Elemente. Die Tragkomponenten aus Stahlprofil und Betongurt werden in ihrer Geometrie abgebildet und mit nichtlinearen, wirklichkeitsnahen Materialgesetzen nach Bild 8.1 versehen. Im Falle von Analysen zur Bemessung werden Design-Modelle impliziert. Aufgrund eines geringen Beitrags zum Trag- und Verformungsvermögen im Bereich positiver Biegemomente wird auf eine genaue Modellierung der Bewehrung verzichtet.

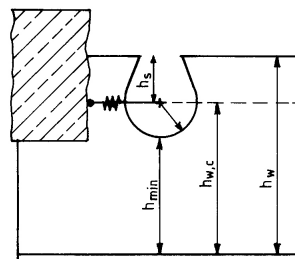


**Bild 8.1** Materialgesetze und Dübelkennlinien zur numerischen Berechnung eines Verbundträgers

Die Charakteristik der Verbundfuge wird gemäß den Bildern 8.2 und 8.3 durch die Einführung nichtlinearer Dehnfedern nach einer experimentell ermittelten Dübelkennlinie oder durch den Bemessungsansatz gemäß Kapitel 5 modelliert. Der Angriffspunkt der konzentrierten Dübelkraft liegt im Schwerpunkt der geometrischen Ausnehmungsform. In der Modellierung werden über die Länge eines Trägers die Betondübel diskret in der geometrischen Lage eingeführt. Berechnungen mit einer verschmierten Verbundcharakteristik, d.h. einer abschnittsweisen Verteilung der Verbundcharakteristik auf mehrere Angriffspunkte, liefert in der numerischen Berechnung nach /8.4/ unter Umständen unsichere Ergebnisse, da lokale Spanningskonzentrationen nicht erfasst werden.



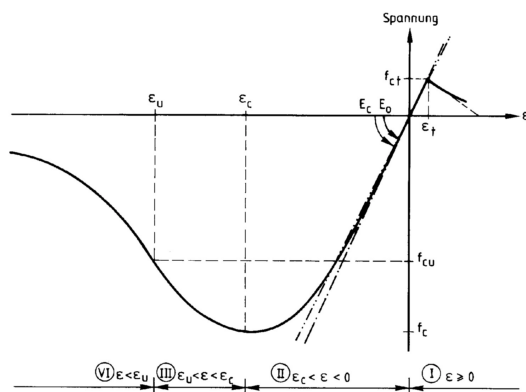
**Bild 8.2** Modellkomponenten (3d)



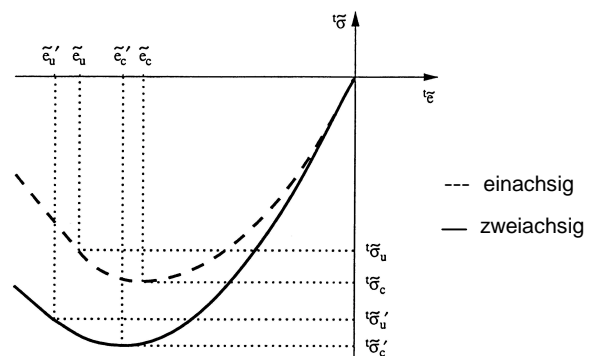
**Bild 8.3** Modellbildung und Definitionen

Die Entwicklung eines Berechnungsmodells gestattet alternativ eine Formulierung als 2 bzw. 3-dimensionales Berechnungsmodell. Parameterstudien mit einem dreidimensionalen Modell haben gezeigt, dass mit geeigneten Elementproportionen lokale Effekte, die bereits in der Dübelkennlinie berücksichtigt sind, zusätzlich erfasst werden. Rechnerisch tritt vorzeitig ein Bruch im hochbeanspruchten Beton auf. Bei einem 2-dimensionalen Volumenmodell, auch Fasermmodell genannt, wird eine konzentrierte Dübelkraft über die volle Gurtbreite (Faser) verwischt, so dass in den Knotenpunkten des Dübelangriffs nur weniger ausgeprägte, konzentrierte Beanspruchungen vorliegen. Die überwiegend einachsige Lastabtragung eines Verbundträgers rechtfertigt die vereinfachte Modellbildung mit zweidimensionalen Volumenelementen.

Die Materialeigenschaften des Betons werden durch das im Programmsystem *ADINA* integrierte Modell "concrete" entsprechend Bild 8.4 mit den Eingabeparametern  $f_c$ ,  $\epsilon_c$ ,  $f_{cu}$ ,  $\epsilon_{cu}$ ,  $f_{ct}$ , dem Anfangselastizitätsmodul  $E_0$  und der Bruchenergie  $G_f$  nach Angaben aus dem Modelcode 90 /1.11/ beschrieben. Die Querdehnzahl ist bis zu einer Größe von 80 % der einaxialen Betondruckfestigkeit konstant ( $\nu = 0,2$ ), darüber hinaus nichtlinear entsprechend dem tatsächlichen Verhalten.



**Bild 8.4** Definitionen zum Materialgesetz "concrete"



**Bild 8.5** Mehraxiale Formulierung /9.1/

Eine Erweiterung des einaxialen Betongesetzes auf das Tragverhalten unter mehraxialer Beanspruchung erfolgt entsprechend Bild 8.5 über eine proportionale Vergrößerung auf der theoretischen Grundlage nach KUPFER /3.11/.

Die Spannungs-Dehnungs-Linie des Stahls wird in der vorliegenden Modellbildung polygonal mit ihren wahren Größen eingeführt, da in der angewendeten numerischen Berechnungssystematik für große Spannungen und Dehnungen die geometrischen Nichtlinearitäten aus einer Veränderung des Querschnitts bereits im Berechnungsverfahren enthalten sind. Damit tritt das Problem älterer FE-Programme, in denen der abfallende Ast der technischen Spannungs-Dehnungs-Kurve aufgrund von Singularitäten in der Steifigkeitsmatrix nicht berücksichtigt werden konnte, in der zugrunde liegenden numerischen Formulierung nicht auf.

## **8.2 Zuverlässigkeitsanalyse**

### **8.2.1 Grundlagen**

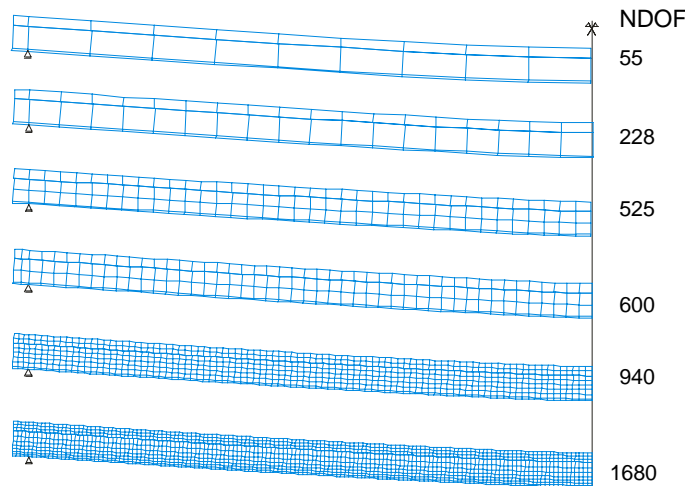
Mit dem ausgeprägten Entwicklungsfortschritt im Bereich der Computertechnik und der Erstellung immer leistungsfähigerer Softwarelösungen mit hohem Spezialisierungsgrad ist in den letzten Jahren eine grundlegende akademische Diskussion aufgekommen, ob die kosten- und zeitintensive experimentelle Forschung nicht umfassend durch numerische Simulationen ersetzt werden könnte. In der Realität ist festzustellen, dass bei Bauteilversuchen das Tragvermögen in vielen Fällen durch systemimmanente Imperfektionen und lokale Fehlstellen in den Werkstoffen begrenzt wird. Ein numerisches Berechnungsmodell mit wirklichkeitsnahen Materialmodellen bildet grundsätzlich eine ideale Struktur ohne Imperfektionen ab, sofern diese durch den Anwender nicht explizit eingeführt werden. Zur Feststellung und Bewertung dieser Imperfektionen eignen sich Versuche.

Am Beispiel der Berechnung eines Verbundträgers werden auch mit Ressourcen moderner Rechner Vereinfachungen und Idealisierungen lokaler Tragmechanismen durch Einführung der Dübelkennlinie vorgenommen, um einen angemessenen Berechnungsaufwand zu erreichen. Eine vollständige Abbildung mit der erforderlichen Diskretisierung im Mikrobereich würde die Rechnerkapazitäten überfordern. Aus dieser Argumentation erscheint es sinnvoll, in der experimentellen Forschung und der numerischen Simulation zwei sich ergänzende Vorgehensweisen zu sehen. Die numerische Simulation ist geeignet, um die Konzeption eines Versuchskörpers gezielt auf den zu untersuchenden Effekt abzustimmen, danach bietet sich der Versuch mit den gemessenen Größen zur Überprüfung und gegebenenfalls zur Eichung des Berechnungsverfahrens einschließlich der Randbedingungen und Materialcharakteristiken an. Auf dieser Grundlage erscheint es möglich, innerhalb experimentell abgesicherter Grenzen erweiterte Erkenntnisse aus geometrisch und physikalisch nichtlinearen Berechnungen zu gewinnen.

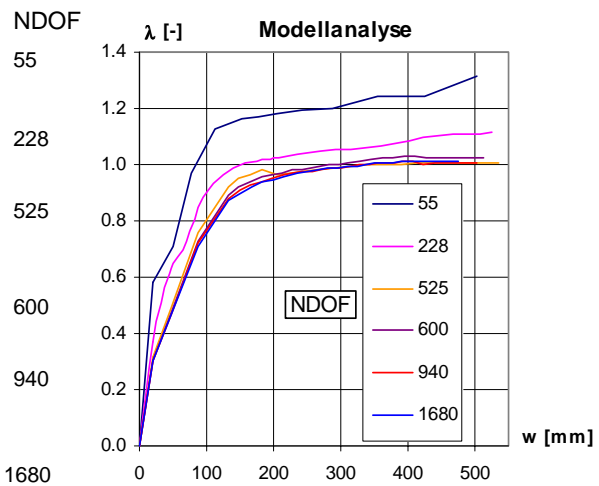
Eine wesentliche Voraussetzung für die Glaubwürdigkeit von Berechnungsergebnissen aus einer numerischen Simulation liegt in der Durchführung einer Zuverlässigkeitsanalyse [8.9]. Diese kann aufeinander aufbauend sowohl durch die Nachrechnung von Versuchen als auch durch eine Parameterstudie zur Untersuchung der erforderlichen Diskretisierung (FE-Netzstruktur) erfolgen. Die alleinige Nachrechnung von Versuchen kann aufgrund der möglichen Fehlerquellen, die sich gegebenenfalls kompensieren, nicht als hinreichender Nachweis der Modellzuverlässigkeit angesehen werden. Daher sollte im Rahmen von FE-Netzstudien eine geeignete Diskretisierung ermittelt werden, die unter Vorgabe einer Fehlertoleranz annehmbare Rechenzeiten mit der Maßgabe einer definierten Genauigkeit gewährleisten.

## 8.2.2 Numerische Betrachtung zum Diskretisierungsgrad

Zur exemplarischen Darstellung der Zuverlässigkeitsanalyse wird die Vorgehensweise anhand von einem einfeldrigen filigranen Verbundträger erläutert. Unter Ausnutzung der Symmetrieeigenschaften findet die Berechnung am Halbsystem unter Einführung äquivalenter Übergangsbedingungen statt. Die Bewertungszahl  $ndof$  (nodal degrees of freedom) für den Diskretisierungsgrad dient als Grundlage für einen Vergleich. Dazu ist anzumerken, dass unterschiedliche Elementtypen und Materialkomponenten unter einer Kennziffer vereinigt sind.

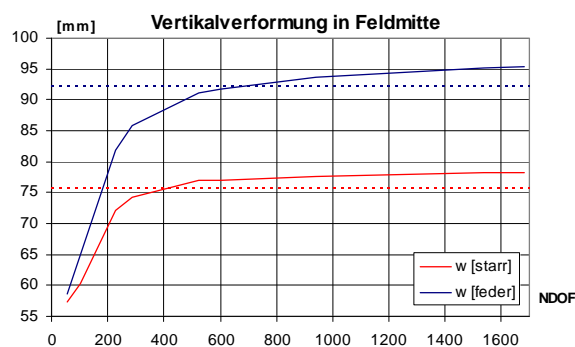


**Bild 8.6** Deformiertes FE-Netz des halben Verbundträgers

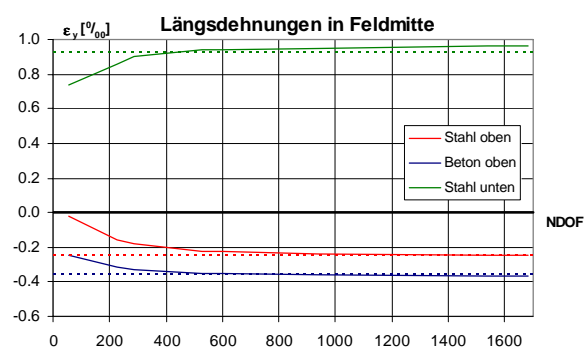


**Bild 8.7** Last-Verformungskurven

Grundlage für die Vergleichsberechnung bildet eine Gleichstreckenlast auf einem Niveau von 75 % der rechnerischen Traglast. Als Auswertungsgröße eignen sich insbesondere Dehnungen, da diesen jeweils nur ein Spannungsniveau zugeordnet werden kann. Der Vergleich der Dehnungen in der Systemachse und der Durchbiegung in Feldmitte verdeutlicht, dass mit zunehmender Netzdichte ein nahezu konstantes Dehnungsniveau erreicht wird, während der Träger bei einer zu groben Elementierung zu steif reagiert (Bilder 8.6-8.9). Die gestrichelte 3%-Toleranzgrenze gegenüber dem Größtwert belegt, dass bei einer Diskretisierung mit mehr als 600 Knotenfreiheitsgraden ein numerisch zuverlässiges Berechnungsergebnis vorliegt.



**Bild 8.8** Maximale Durchbiegung in Abhängigkeit der Diskretisierung

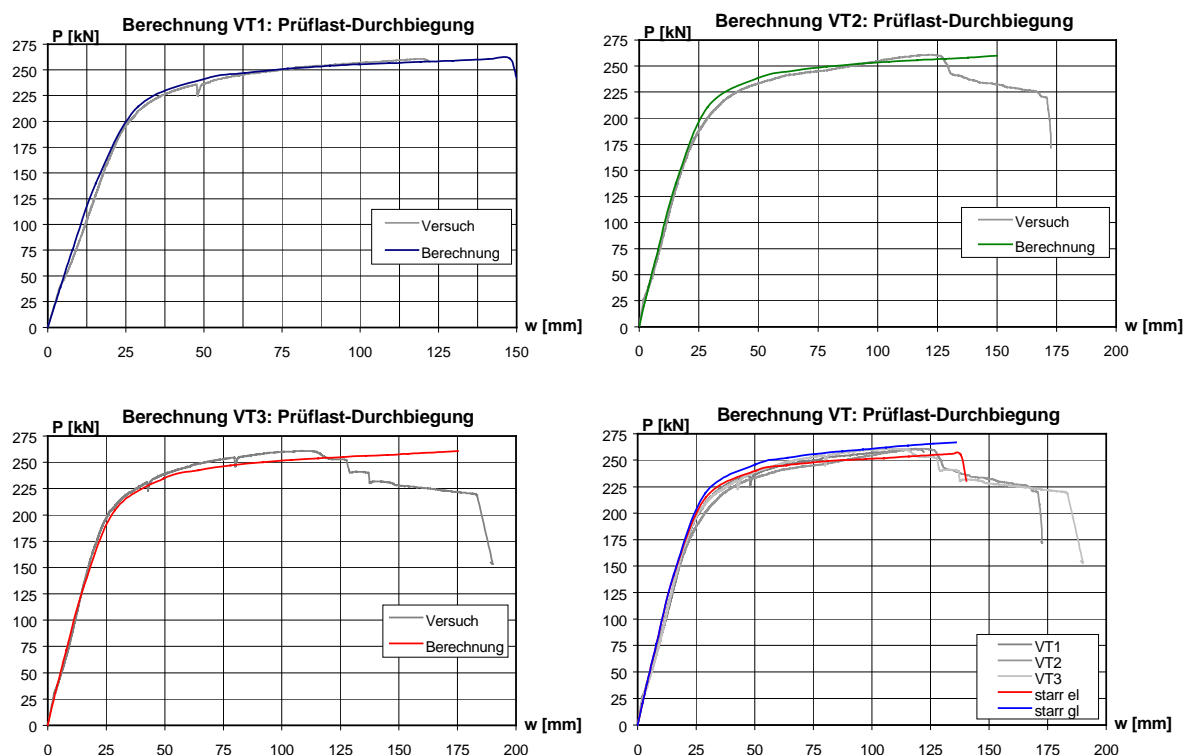


**Bild 8.9** Dehnungen in Abhängigkeit von der Diskretisierung

Eine weitere Verfeinerung der Elementierung führt nicht zu einer Verbesserung des Berechnungsergebnisses auf dem Gebrauchslastniveau, jedoch stellt sich im plastischen Bereich das systemspezifische Problem ein, dass sich aufgrund des schlanken Stegblechs rechnerisch ein lokaler Bruch in der konzentrierten Einleitung der Dübelkräfte ergibt. Da im realen Tragwerk eine kontinuierliche Lasteinleitung über die Leibungsfläche des Dübels erfolgt, führt eine zu feine Elementierung aufgrund der idealisierten Modellierung der Verbundfuge gemäß Bild 8.7 zu einer Fehleinschätzung des Verformungsvermögens des untersuchten Verbundträgers. Die numerische Betrachtung zum Verformungsverhalten des Verbundträgers mit starrem bzw. nachgiebigem Verbund und der Bedingung einer vollständigen Verdübelung weist auf dem Niveau von 75 % der Bruchlast für den nachgiebigen Verbund eine um 25 % größere Durchbiegung auf (Bild 8.8). Daher kann die Modellvorstellung des starren Verbundes nur als untere Grenze der Verformung aufgefasst werden.

### 8.2.3 Vergleichsberechnung zu den Trägerversuchen

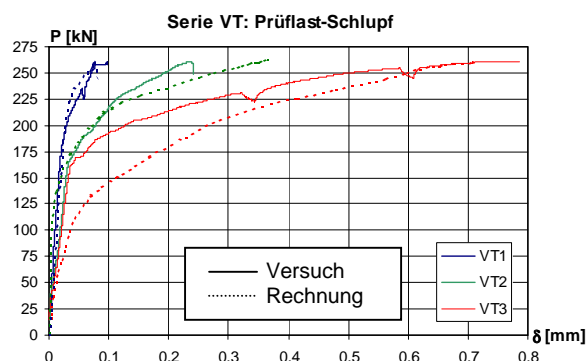
Die numerische Simulationsrechnung für die Serie VT weist gemäß Bild 8.10 eine sehr gute Übereinstimmung mit den Versuchsergebnissen aus. Auf Grundlage der anhand von Werkstoffproben gewonnenen Materialkennwerte und der theoretischen Dübelkennlinie gemäß Kapitel 5 werden die experimentellen Bruchlasten im Bereich zwischen 99,6 und 101 Prozent nachvollzogen.



**Bild 8.10** Vergleich zwischen Versuchsergebnissen und Berechnung für die Serie VT



Das rechnerische Versagenskriterium liegt bei allen 3 Simulationen entsprechend dem Versuch im Überschreiten der Bruchstauchung im Betongurt. Eine Vergleichsrechnung zwischen der tatsächlichen Lastkonfiguration und einer gleichmäßigen Lastverteilung unter der Bedingung eines starren Verbundes zeigt im elastischen Bereich eine Übereinstimmung und nach Plastizierungsbeginn ein geringfügig günstigeres Verhalten für die Gleichlast. Gleichzeitig ist weisen die Berechnungen mit starrem Verbund im plastischen Bereich geringere Verformungen als die Versuche aus. Daraus ist trotz der Überverdübelung ein Einfluss der Dübelnachgiebigkeit abzuleiten. Die rechnerische Schlupfentwicklung unterschätzt beim Versuch VT 3 teilweise die mittels induktiver Wegaufnehmer (Bild 8.12) aufgezeichneten Versuchswerte, das Endmaß stimmt jedoch wieder zufriedenstellend überein (Bild 8.11). Dieser Effekt lässt vorrangig durch Reibung aus Anpresskräften zwischen Stahlsteg und Betongurt erklären.

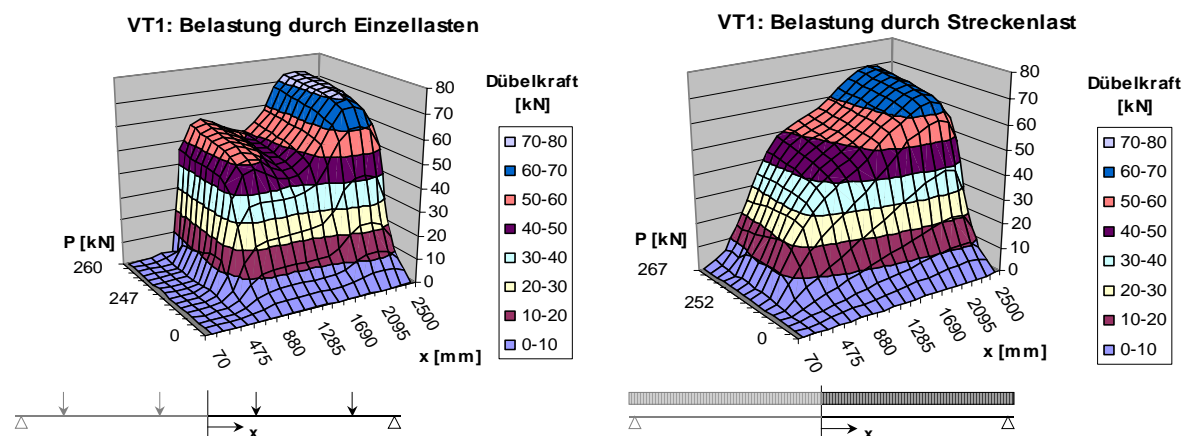


**Bild 8.11** Vergleich der Schlupfentwicklung



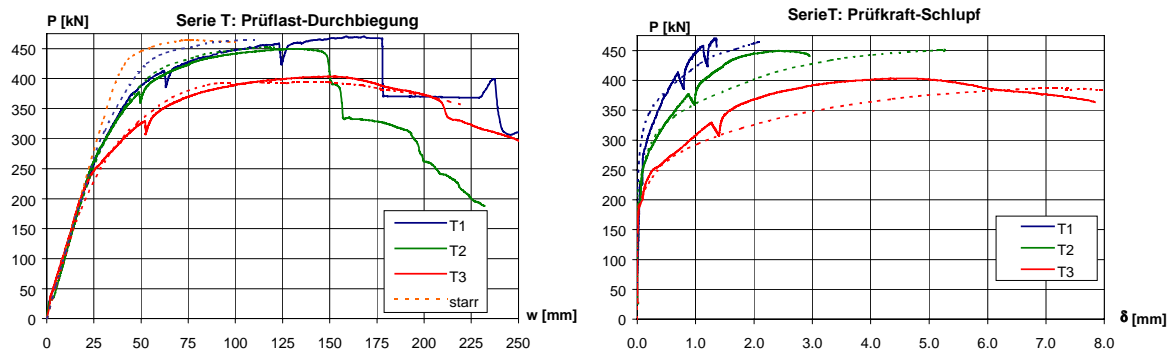
**Bild 8.12** Induktiver Wegaufnehmer (Schlupf)

Auch wenn die Lastkonfiguration aus Einzellasten bzw. Gleichlast annähernd das gleiche Last-Verformungsverhalten bewirkt, verdeutlichen die berechneten Verteilungen der Dübelkräfte des Trägers VT 1 erhebliche Unterschiede in der Beanspruchung des einzelnen Dübels (Bild 8.13). Bei den Einzellasten liegen unter der Lasteinleitung höhere Dübelkräfte vor. Bei einer größeren Dübelbeanspruchung ist dieser Effekt nicht mehr so ausgeprägt.



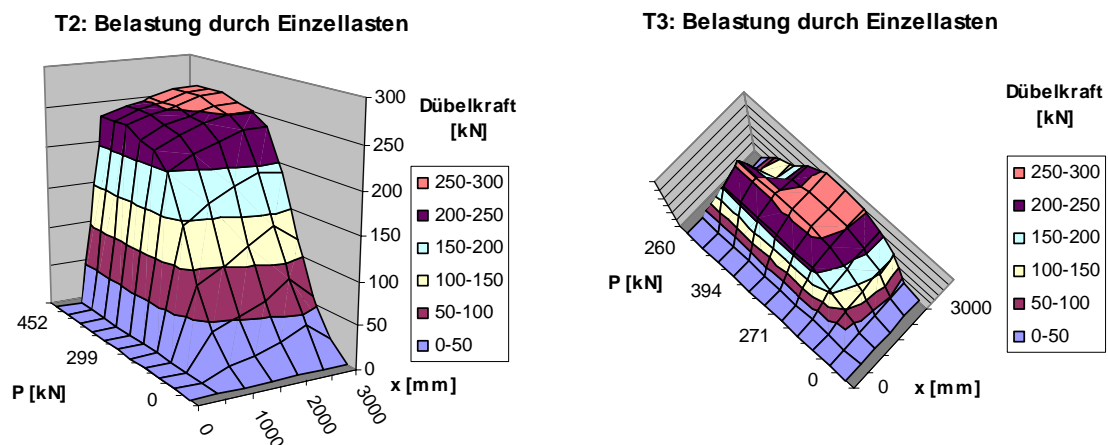
**Bild 8.13** Rechnerische Verteilung der Dübelkräfte für Belastung durch Einzellasten und Gleichlast

Die Nachrechnung der Versuche der Serie T mit den tatsächlichen Werkstoffkennlinien führt in Bezug auf die Bruchlasten mit 98-100 % der Versuche zu einem ähnlich guten Ergebnis wie zuvor (Bild 8.14). Während das Verformungsverhalten der Träger T2 und T3 zuverlässig nachvollzogen werden kann, wird der Träger T1 zu steif nachempfunden. Das Abbruchkriterium der Träger T1 und T2 liegt im Bruch der Betondruckzone, was mit den experimentellen Befunden übereinstimmt. Die Berechnung des Trägers T3 weist ein Versagen der Verbundfuge auf, was durch den abfallenden Ast der Last-Verschiebungskurve verdeutlicht wird.



**Bild 8.14** Vergleich zwischen Versuchsergebnissen und Berechnung für die Serie T

Die simulierten Relativverschiebungen geben qualitativ die Versuchswerte zutreffend wieder, auch wenn hier in einzelnen Phasen deutlichere Abweichungen zu verzeichnen sind. Diese lassen sich durch Streuungen gegenüber der angesetzten theoretischen Dübelkennlinie, aber auch durch den Reibungseinfluss im Versuch begründen. Die rechnerische Verteilung der Dübelkräfte weist für den Träger T2 eine zum Auflager hin zunehmende Beanspruchung in der Größenordnung der Bruchlast auf. In der graphischen Darstellung der rechnerischen Dübelkräfte des Trägers T3 nach Bild 8.15 ist nach Überschreiten der Bruchlast der abfallende Ast der Dübelkennlinie zu erkennen, so dass das Versagenskriterium erkennbar wird.



**Bild 8.15** Rechnerische Verteilung der Dübelkräfte der Träger T2 und T3 für eine Belastung durch Einzellasten

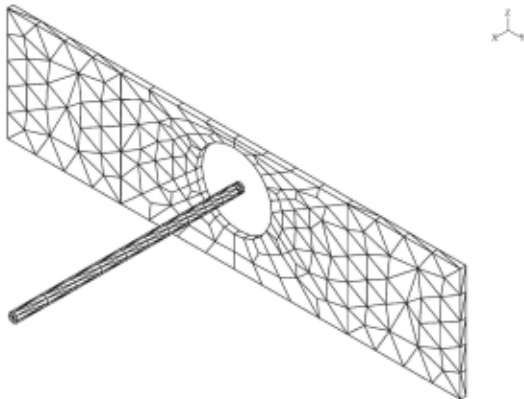
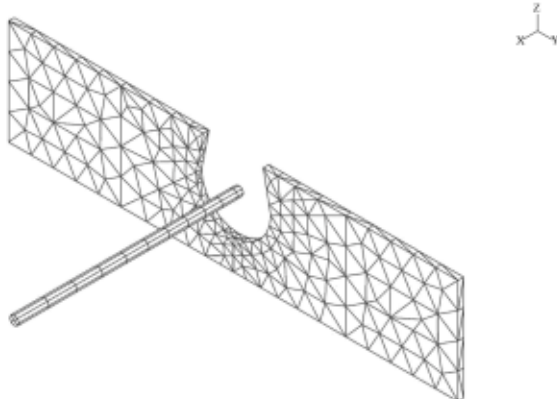
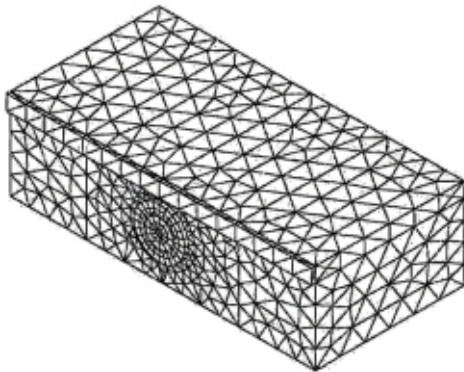
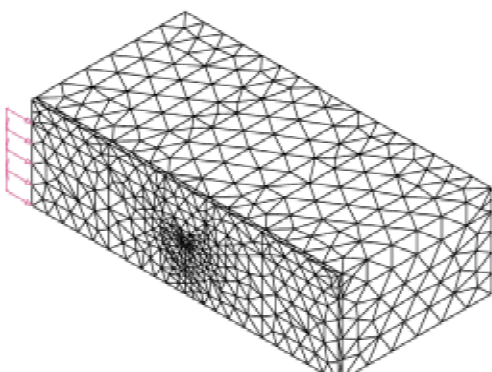


### 8.3 Vergleichsberechnung zum lokalen Tragverhalten von Betondübeln

#### 8.3.1 Berechnungsmodell

Zur numerischen Simulation des lokalen Trag- und Verformungsverhaltens von Betondübeln wurde im Rahmen der Untersuchungen ein dreidimensionales Finite-Elemente-Berechnungsmodell mit dem Programmsystem *ADINA* entwickelt und getestet. Als Grundlage für die Versuchsnachrechnung dienten die Push-Out-Versuche der Serie SD8 nach Kapitel 5. Die Modellierung berücksichtigt die genaue Dübelgeometrie einschließlich der Bewehrung im Dübel und der Topologie des Dübels im Betongurt. Zur Minimierung des numerischen Aufwandes wurden die Symmetrieeigenschaften des Versuchskörpers ausgenutzt und durch die Formulierung entsprechender Randbedingungen ersetzt. Damit umfasst der modellierte Bereich ein Viertel einer Gurtplatte, d.h. den achsensymmetrisch halbierten Einzugsbereich eines Betondübeln. Unter Verwendung von dreidimensionalen Volumenelementen wurde zum einen ein geschlossener Betondübel mit der Bezeichnung P1 und ein offener Betondübel (K1) mit einer Diskretisierung gemäß Tabelle 8.1 abgebildet. Der Kontakt zwischen Stahl- und Betonkomponenten wurde abweichend zur üblichen Vorgehensweise nicht durch einen Kontaktalgorithmus, sondern durch "constraint equations" eingeführt.

**Tabelle 8.1** Diskretisierung des Berechnungsmodells zum lokalen Tragverhalten eines Betondübeln

	SD8-P1	SD8-K1
Diskretisierung der Stahlkomponenten		
Diskretisierung des Betonkörpers		

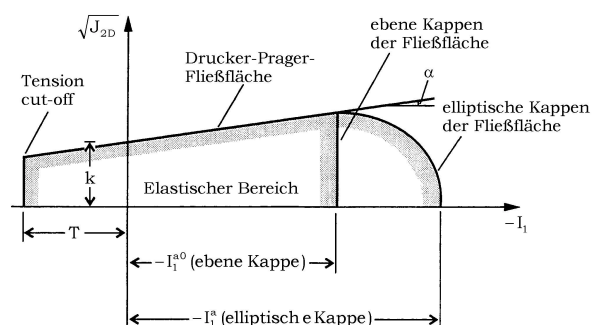
### 8.3.2 Materialmodell für den hochbeanspruchten Beton

Gegenüber den Trägerberechnungen, bei denen der Betongurt einer überwiegend einaxialen Beanspruchung unterliegt, bedarf es zur Nachempfindung der komplexen mechanischen Zusammenhänge in der Dübelprozesszone eines Materialgesetzes, das den dreiaxialen Spannungszustand einschließlich der plastischen Verformungsanteile zutreffend beschreiben kann. Tastrechnungen mit dem Betonmodell "concrete" aus der *ADINA*-Programmbibliothek, bei dem der dreiaxiale Spannungszustand durch Projektion aus dem einaxialen Materialgesetz abgeleitet wird, führten schon bei niedriger Last zu keiner Konvergenz. In Anlehnung an /4.16/ können die Materialeigenschaften des Betons in der hochbeanspruchten Zone durch ein plastisches Materialmodell nach Drucker-Prager /8.1/, /8.10/ beschrieben werden.

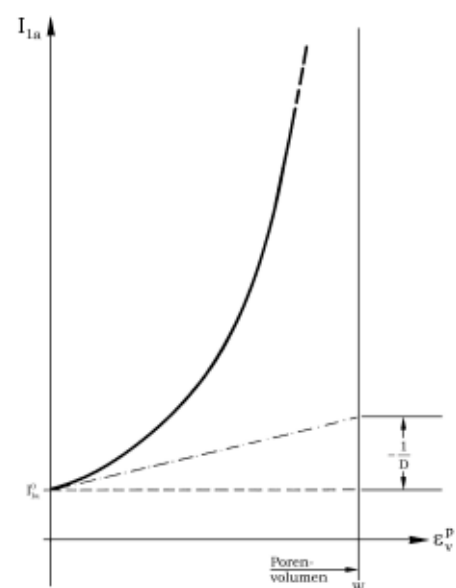
Das wesentliche Kriterium des Materialmodells liegt in einer Transformation der Hauptspannungen in die Invariante des Spannungstensors  $I$  als Äquisetrix und die Invariante des Deviators  $J$ . Dadurch wird eine rotationssymmetrische Formulierung nach Bild 8.16, die neben den einaxialen Materialparametern weitere geometrische Faktoren zur Beschreibung der elastischen Bereiche und der Fließeigenschaften ( $\alpha; k; R$ ) enthält, ermöglicht. Zur wirklichkeitsnahen Erfassung des plastischen Deformationsverhaltens stellt das Porenvolumen als messbare Größe einen bedeutenden Faktor dar. Der Verdichtungskurvenparameter  $D$  dient nach der Beziehung gemäß Bild 8.17 der Beschreibung der Kompressibilität.

**Tabelle 8.2** Eingabeparameter für das Materialmodell nach Drucker-Prager

Eingangsparameter		Einheit	Beton
Elastizitätsmodul	$E$	[N/mm <sup>2</sup> ]	31104
Querdehnzahl	$\nu$	[1]	0,2
Fließflächenparameter	$\alpha$	[1]	0,225
Fließflächenparameter	$k$	[1]	9,1
Porenvolumen	$W$	[%]	0,1
Verdichtungskurvenparameter	$D$	[1]	$-2,22 \cdot 10^{-3}$
Tension-Cut-Off	$T$	[N/mm <sup>2</sup> ]	2,7
Anfangskappenstellung	$I_{1a}^0$	[N/mm <sup>2</sup> ]	-180,0
Scheitelverhältnis	$R$	[1]	1,0



**Bild 8.16** Bezeichnungen

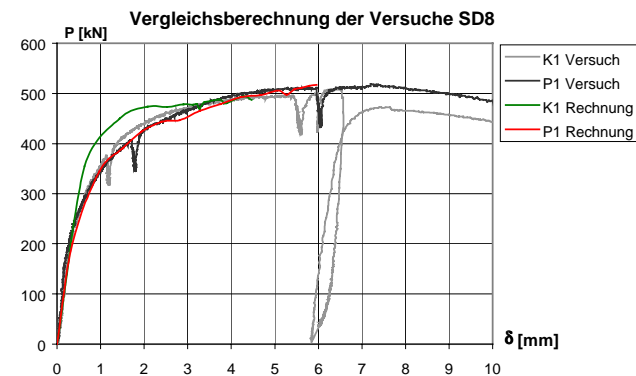


**Bild 8.17** Einfluss des Porenvolumens

### 8.3.3 Interpretation der Berechnungsergebnisse

Die Auswertung der numerischen Simulationsrechnungen nach Bild 8.18 zeigt, dass für den Versuch SD8-P1 mit einem geschlossenen Betondübel eine sehr gute Übereinstimmung mit den experimentellen Befunden erzielt wurde. Die Last-Verformungskurven sind bis zum Bruchlastniveau annähernd gleich. Der Nachbruchbereich konnte durch die Berechnung nicht erfasst werden, da im Berechnungsablauf unter den vorgegebenen Toleranzgrenzen keine Konvergenz erreicht werden konnte.

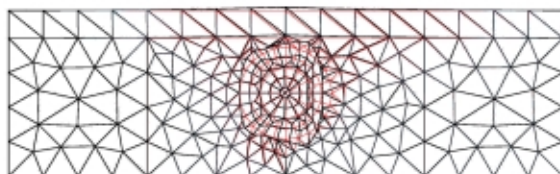
Die Berechnung des Versuchs SD8-K1 mit einem offenen Betondübel lieferte unter Verwendung der gleichen Modellierungsstrategie und Materialmodelle wie zuvor im Ergebnis zwar zuverlässig das experimentell gewonnene Tragvermögen, das Verformungsverhalten wurde jedoch zu steif abgeschätzt. Das Versagen des Versuches, das durch einen keilförmigen Ausbruch auf der Außenseite der Gurtplatten (Bild 8.19) initiiert wurde, konnte in der Simulation einwandfrei nachvollzogen werden, wie aus Bild 8.21 aus der Überlagerung des unverformten und des deformierten FE-Netzes zu entnehmen ist. In gleicher Weise wurde auch die in Bild 8.20 abgebildete Rissbildung des Versuches P1 zutreffend berechnet.



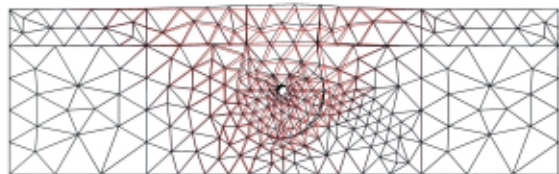
**Bild 8.18** Vergleich zwischen Rechnung und Versuch



**Bild 8.19** Ausbruch auf der Außenseite



**Bild 8.20** Deformationen des Versuchs SD8-P1



**Bild 8.21** Deformationen des Versuchs SD8-K1

Eine Bewertung der Berechnungsergebnisse führt zu dem Schluss, dass sich im lokalen Bereich Versuche und Berechnungen sinnvoll ergänzen können, eine ausschließliche Beschränkung auf numerische Untersuchungen kann jedoch nicht empfohlen werden.

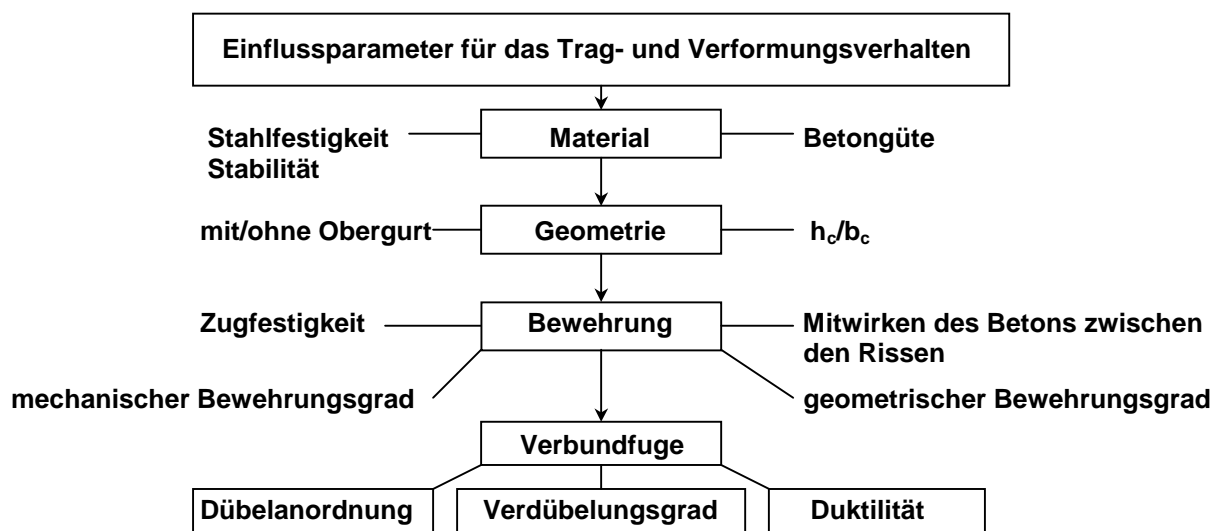
## 9. Bemessung von filigranen Verbundträgern

### 9.1 Voraussetzungen und Grenzen

Ausgehend von der festgestellten Kompatibilität zwischen experimentellen Untersuchungen und den Ergebnissen aus einer numerischen Simulation sollen im weiteren rechnerische Betrachtungen zum Trag- und Verformungsverhalten von Verbundträgern vorgenommen werden. In diesem Rahmen werden als geometrischer Grenzfall vordergründig die filigranen Verbundträger untersucht. Da auch die Vordimensionierung nach dem Spannungsblockverfahren eine zuverlässige Abschätzung des Tragvermögens lieferte, kann eine kombinierte Vorgehensweise aus vereinfachter Berechnung und FE-Analysen angewendet werden. Die Grundlage für die Berechnungen nach dem Spannungsblockverfahren bildet ein eigens für die Problemstellung entwickeltes Berechnungsprogramm.

Eine Zusammenstellung der zu bewertenden Einflussfaktoren ist in Bild 9.1 wiedergegeben. In einem ersten Schritt werden die einzelnen Parameter isoliert an einem Muster-Verbundträger studiert, darüber hinaus werden beispielhaft Berechnungen an einem durchlaufenden System durchgeführt und analysiert. Im Mittelpunkt dieser Simulation steht der Einfluss der Bewehrung im Bereich negativer Biegemomente, aber auch die Frage, ob die Erkenntnisse vom einfeldrigen System auf den Durchlaufträger übertragbar sind.

In /8.3./, /8.4./ und /9.1./- /9.3./ sind FE-Berechnungen am Einfeldträger mit Stützweiten von 12,0 und 18,0 Metern dokumentiert. Daraus geht hervor, dass die geometrischen Proportionen des Stahlprofils hinreichend durch das Spannungsblockverfahren erfasst werden können. Für die Verteilung der Verbundmittel wird herausgearbeitet, dass auch für kleine Verhältnisse von  $M_{pla}/M_{pl}$  eine sichere Dübelanordnung vorliegt, wenn 75 % der Dübel äquidistant in den Randvierteln eingebracht werden. Eine Teilverdübelung ist bis  $\eta \geq 0,5$  möglich /1.17/.

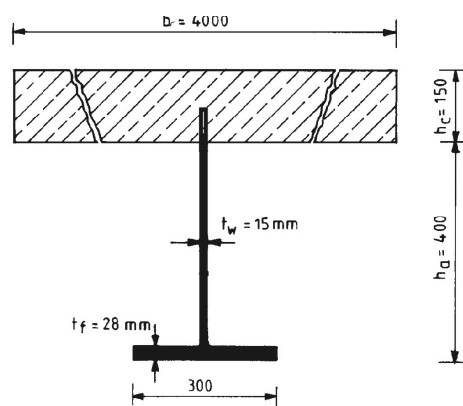


**Bild 9.1** Klassifikation der Einflussparameter auf das Trag- und Verformungsverhalten von Verbundträgern

## 9.2 Numerische Untersuchungen zum Tragverhalten von Verbundträgern

### 9.2.1 Betrachtung einzelner Entwurfparameter

Der Referenzträger für die Untersuchungen der Einzelparameter weist im Regelfall konstante geometrische ( $l_{\text{eff}}=18,0$  m;  $h = 550$  mm) und materialtechnische ( $f_{yk} = 240$  N/mm<sup>2</sup>) Parameter auf. Die Berechnungen basieren auf den Bemessungswerten der Materialfestigkeiten und werden für das Stahlprofil als bilineare Spannungs-Dehnungslinie ohne Berücksichtigung der Verfestigung ( $\gamma_s = 1,1$ ) und für den Werkstoff Beton durch das Parabel-Rechteckdiagramm mit einer Bruchstauchung von  $\epsilon_u = -3,5$  ‰ unter Berücksichtigung des Dauerstandfaktors  $\alpha = 0,85$  eingeführt ( $\gamma_c = 1,5$ ). Die Dübelkennlinie entspricht bis zum Bruchniveau dem Berechnungskonzept gemäß Kapitel 5 mit einem anschließenden horizontalen Verlauf bis zum charakteristischen Verformungsvermögen  $\delta_{uk}$ . Dabei werden quantitativ die Merkmale eines großen Betondübels mit einer Ausnehmungsbreite von 100 mm nachgebildet. Dadurch wird ein wirklichkeitsnaher Zusammenhang zwischen der hohen Beanspruchbarkeit des einzelnen Verbundmittels und der daraus resultierenden geringen erforderlichen Dübelanzahl pro Halbträger hergestellt. Folglich wird aus mechanischer Sicht eine ungünstige Konstellation betrachtet. Zur rechnerischen Einhaltung des betrachteten Verdübelungsgrades werden die Beanspruchbarkeiten auf das erforderliche Niveau skaliert. Anhand der in Bild 9.2 dargestellten geometrischen Größen im Querschnitt werden in 4 Serien a-d spezifische Einflussgrößen betrachtet.



Untersuchungsparameter der analytischen Versuchsserien:

- Serie a: äquidistanter Dübelabstand  $s_{d\ddot{u}}$   
(Im Randbereich konzentriert)
- Serie b: Betongüte
- Serie c: Verdübelungsgrad
- Serie d: Lage der Verbundfuge ( $h_a/h_c$ )

**Bild 9.2** Querschnitt des Referenz-Verbundträgers

Das Ziel der untersuchten Versuchsserie a liegt in der Ermittlung einer geeigneten Dübelanordnung über die Trägerlänge. Aus der Fläche des Stahlprofils und der Bemessungstreckgrenze eines S 235 J2G3 ergibt eine vollplastische Normalkraft  $N_{pla} = 3050,2$  kN. Unter der Bedingung eines vollständigen Verbundes sind 7 Betondübel mit einem Tragvermögen von  $P_{Rd} = 435,75$  kN pro Halbträger erforderlich. Aufgrund der geringen Dübelanzahl ist eine gezielte Anordnung nach der Querkraftlinie unzweckmäßig, so dass über dem Auflager be-

ginnend eine äquidistante Dübelanordnung unter Beachtung der Momentendeckungslinie angestrebt wird. In Anlehnung an die experimentellen Tests der Serie T gemäß Kapitel 7 verbleibt der mittlere Trägerbereich unverdünelt. Ausgehend vom Randdübel über dem Auflager sind die weiteren Dübel in einem gleichmäßigen Abstand  $s_{d\ddot{u}}$  zwischen 900 und 1300 mm verteilt. Unter Berücksichtigung der tatsächlich treppenförmigen Momentendeckungslinie sind in Bild 9.3 für die projektierten Dübelabstände die unteren Grenzlinien der Momentendeckung aufgetragen. Es ist erkennbar, dass für  $s_{d\ddot{u}} = 1100$  mm eine vollständige Momentendeckung gewährleistet ist, während bei größeren Dübelabständen das einwirkende Biegemoment unter Gleichlast in einem Abstand von ca. 4,0 m vom Auflager unterschritten wird.

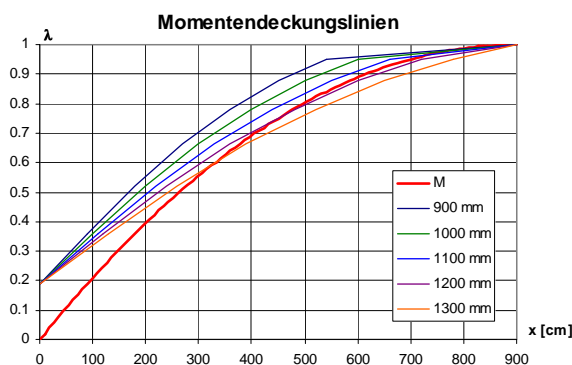


Bild 9.3 Momentendeckungslinien der Serie a

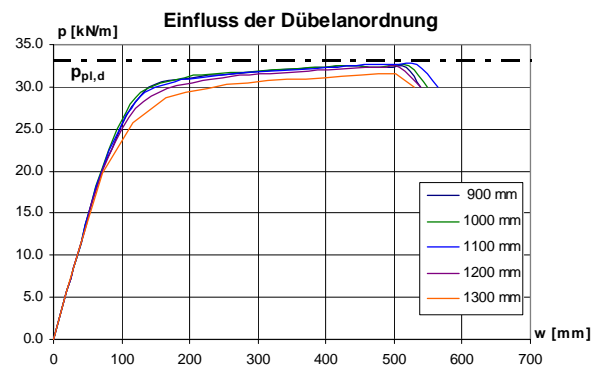


Bild 9.4 Last-Mittendurchbiegung der Serie a

Die Auswertung der rechnerischen Lastverformungskurven (Bild 9.4) zeigt, dass für Dübelabstände von bis zu 1200 mm mit Lastfaktoren von 97,9 - 98,9 % das vollplastische Tragvermögen annähernd erreicht wird, während für  $s_{d\ddot{u}} = 1300$  mm infolge der Hinterschneidung der Momentenlinie ein Biegeversagen in einem Schnitt abseits der Symmetrieachse eintritt.

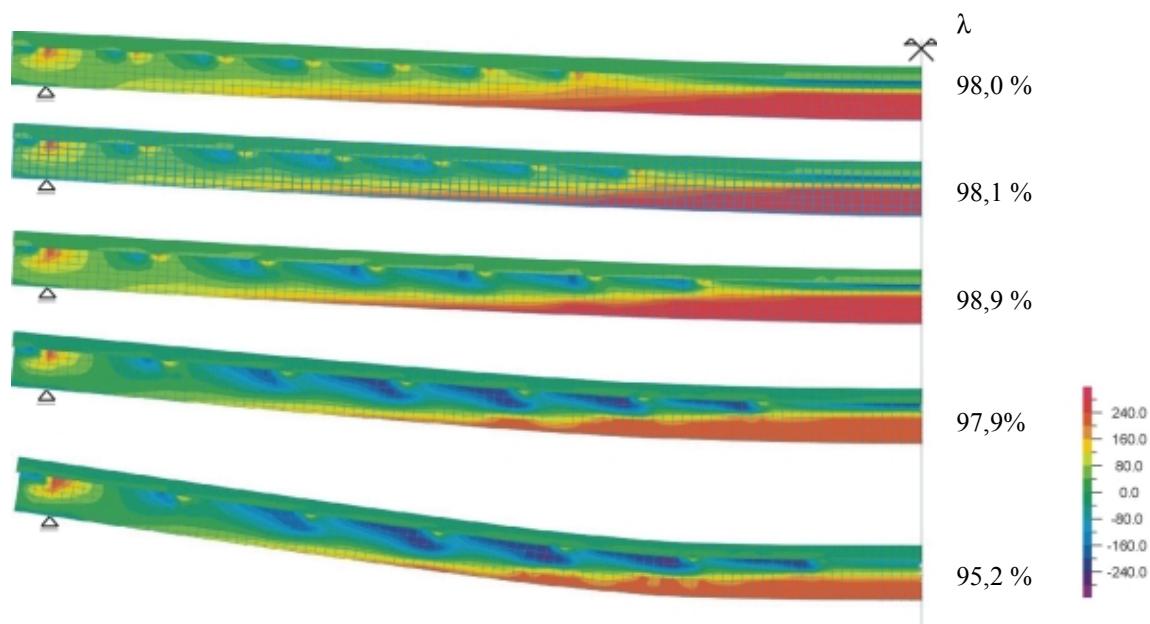
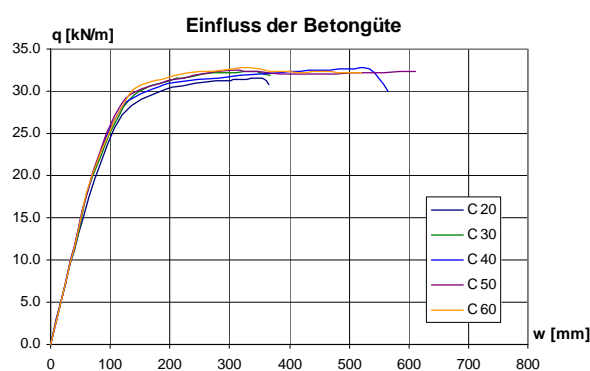


Bild 9.5 Rechnerische Längsspannungen der Serie a im Bruchzustand



Eine Begründung für die Tatsache, dass abweichend von /9.1/ bei keinem Träger dieser Serie das vollplastische Grenzmoment erreicht wird, ist aus den berechneten Längsspannungen in Bild 9.5 abzuleiten. Eine Betrachtung der Spannungsverteilung im Stahlprofil unterhalb des Randdübels weist für das Stegblech Zugspannungen bis zur Streckgrenze an der Stegoberkante aus. Diese Feststellung ist mit der hohen Biegebeanspruchung des Stahlprofils aus der Dübelkrafteinleitung zu erklären, ohne dass an diesem Ort ein rückstellendes Moment aus den äußeren Lasten vorhanden ist. Bedingt durch die Nachgiebigkeit des Stahlprofils in diesem Schnitt erreicht der Randdübel nicht die in der Vordimensionierung zugewiesene Beanspruchung. Infolgedessen liegen für den Gesamtträger die Bedingungen eines teilverdübelt Verbundträgers vor. Eine Bestätigung liefern die rechnerischen Druckspannungen an der Stegoberkante in der Symmetrieachse. Eine umfassende Bewertung zum Tragverhalten des Randdübels erfolgt im Anschluss an die Parameterstudie.

Die Berechnungen der Serie b zur Untersuchung des Einflusses der Betongüte liefern eine Bestätigung der bisherigen Erkenntnisse. Mit den variablen Parametern der Tabelle 9.1 sind die Dübeltragfähigkeiten und Dübelanzahl an der Realität orientiert. Die Dübelabstände  $s_{d\ddot{u}}$  gewährleisten eine vollständige Momentendeckung. Anhand der Last-Verformungskurven gemäß Bild 9.6 ist zu erkennen, dass entsprechend /2.4/ mit zunehmender Betongüte eine größere Verformbarkeit vorliegt. Die Traglasten des Spannungsblockverfahrens werden annähernd erreicht. Die geringfügig niedrigen Lastfaktoren der Träger 4 und 5 sind analog zur Serie a durch die Nachgiebigkeit des Stahlprofils über dem Auflager zu begründen, dadurch wird die rechnerische Dübelkraft im Randdübel nicht vollständig erreicht.

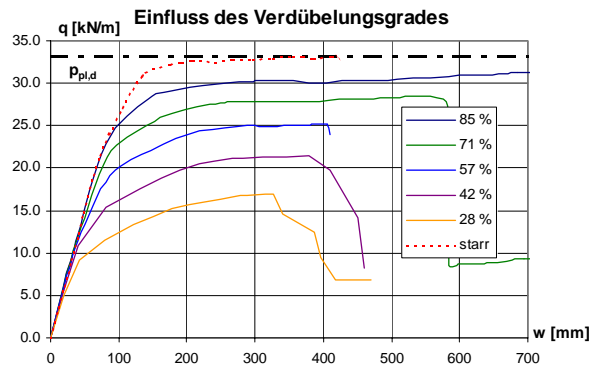


**Bild 9.6** Last-Mittendurchbiegung der Serie b

**Tabelle 9.1** Variable Größen der Serie b

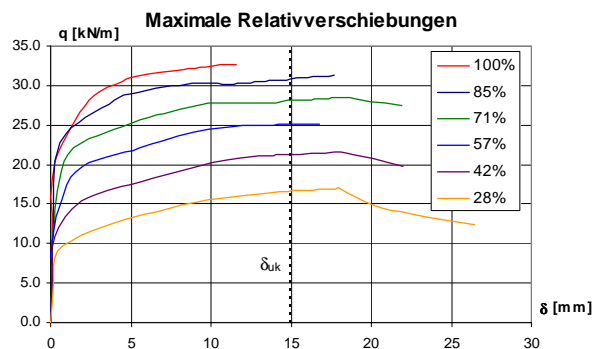
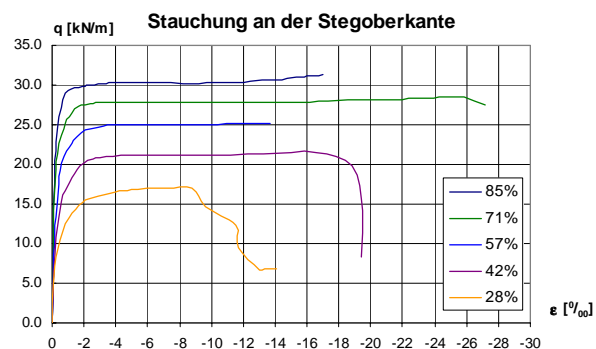
Typ	$f_{ck}$ N/mm <sup>2</sup>	n	$P_{Rd}$ kN	$s_{d\ddot{u}}$ mm	$\eta_a$ -	$q_{pl}$ kN/m	$\lambda$ %
1	20	11	277,29	700	0,177	31,82	99,0
2	30	8	381,28	900	0,172	32,67	99,0
3	40	7	435,75	1100	0,170	33,09	98,9
4	50	6	508,40	1200	0,169	33,34	97,4
5	60	5	610,00	1300	0,168	33,51	98,0

Gegenstand der Analyse für die Serie c ist die Untersuchung der Anwendungsgrenzen für die Teilverbundtheorie. Unter den konstanten Parametern der Betongüte C 40 und einer Dübeltragfähigkeit von  $P_{Rd} = 435 \text{ N/mm}^2$  werden die variablen Parameter gemäß der Zusammenstellung in Tabelle 9.2 für eine vollständige Momentendeckung (Bild 9.7) angesetzt .

**Bild 9.7** Last-Mittendurchbiegung der Serie c**Tabelle 9.2** Variable Größen der Serie c

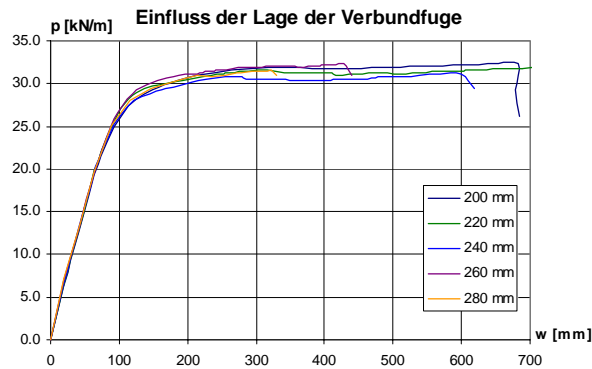
Typ	$\eta$	n	$s_{du}$	$\eta_a$	$q_{pl}$	$\lambda$
	%	-	mm	-	kN/m	%
1	85	6	1100	0,179	31,35	100
2	71	5	1300	0,194	28,97	98,5
3	57	4	1500	0,218	25,84	98,2
4	42	3	2000	0,260	21,68	99,3
5	28	2	3000	0,330	17,03	99,6

Eine Voraussetzung der vorliegenden Modellbildung liegt in der Annahme einer Dübelkennlinie mit einem Verformungsvermögen von  $\delta_u = 40$  mm. Die Auswertung der rechnerischen Relativverschiebungen zwischen dem Stahlprofil und dem Betongurt nach Bild 9.8 weisen beim teilweisen Verbund deutlich höhere Werte auf. Für einen Wert von  $\delta_{uk} = 15$  mm entsprechend dem Berechnungsansatz in Kapitel 5 erreichen die teilverdübelen Träger Werte zwischen 97,9 und 99,6 % der rechnerischen Bruchlast. Die Schlupfwerte dieser Serie rechtfertigen keine generelle Begrenzung des Verdübelungsgrades. Vielmehr erscheint es sinnvoll, eine erforderliche Duktilität  $\delta_{req}$  zu bestimmen, die durch die Dimensionierung der Betondübel zu gewährleisten ist. Unter dieser Fragestellung sind weitere Untersuchungen erforderlich.

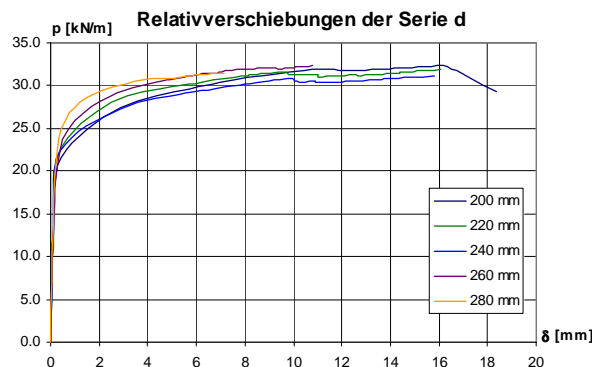
**Bild 9.8** Relativverschiebungen zwischen Stahlprofil und Betongurt**Bild 9.9** Stauchungen an der Stegoberkante in Feldmitte

Die Darstellung der rechnerischen Stauchung an der Stegoberkante in Feldmitte (Bild 9.9) deutet für alle teilverdübelen Träger ein Plastizieren an. Die im Materialgesetz implizierte Fließdehnung von  $1,04 \text{ ‰}$  wird mit abnehmendem Verdübelungsgrad in einem früheren Versuchsstadium erreicht. Bei einem Verdübelungsgrad von 28 % liegt der Fließbeginn bei einem Niveau von ca. 76 % der Bruchlast. Unter dem Gesichtspunkt der Beulgefahr kommt diesen Dehnungsebenen eine besondere Bedeutung zu. Eine Betrachtung der maximalen Stauchungen zeigt, dass bei den Trägern mit einem höheren Verdübelungsgrad annähernd die Verfestigungsdehnung erreicht würde.



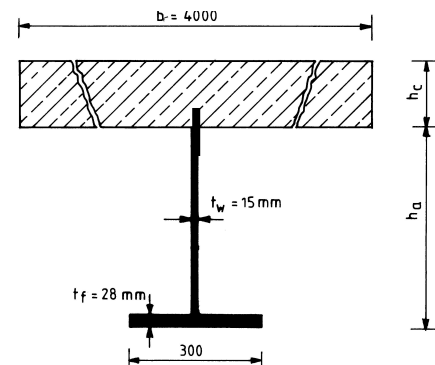

**Bild 9.10** Last-Mittendurchbiegung der Serie d

Das Untersuchungskriterium der Serie d liegt in der Fragestellung, ob die Lage der Verbundfuge in der Querschnittshöhe einen Einfluss auf das Lastverformungsverhalten hat. Dazu wird für eine konstante Betonfestigkeitsklasse C 40 mit den variablen Größen nach Tabelle 9.3 unter Beibehaltung der Trägersamthöhe mit den Bezeichnungen nach Bild 9.12 die Dicke der Gurtplatte  $h_c$  vergrößert und die Höhe des Stahlprofils entsprechend vermindert. Aus der veränderlichen Stahlfläche resultieren abnehmende Traglasten und damit geringere Dübelbeanspruchbarkeiten zur Sicherstellung des vollständigen Verbundes.


**Bild 9.11** Berechneter Endschlupf

**Tabelle 9.3** Variable Größen der Serie d

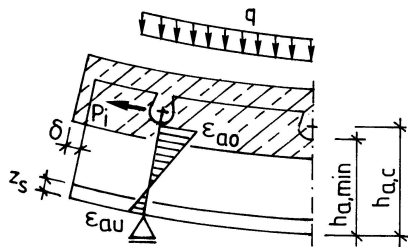
Typ	$h_c$	n	$P_{Rd}$	$\eta_a$	$q_{pl}$	$\lambda$
	mm	-	kN	-	kN/m	%
1	200	7	426,4	0,155	32,88	98,3
2	220		417,0	0,140	32,65	98,0
3	240		407,7	0,126	32,37	97,2
4	260		398,3	0,114	32,07	100
5	280		389,0	0,101	31,37	99,3


**Bild 9.12** Erläuterung zum Modell der Serie d

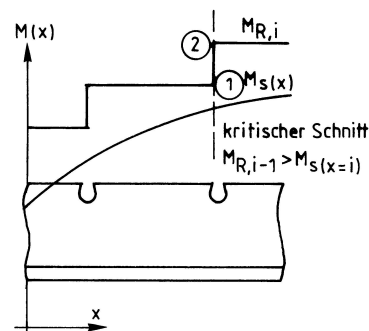
Die Auswertung der Last-Verformungskurven (Bild 9.11) und der errechneten Traglasten weist für alle Versuchsträger eine Übereinstimmung mit dem Spannungsblockverfahren auf. Das Versagen wird in allen Fällen durch einen Bruch der Betondruckzone hervorgerufen. Eine bedeutende Erkenntnis ist aus den errechneten Relativverschiebungen zwischen den Verbundpartnern abzuleiten. Es deutet sich an, dass mit zunehmender Gurtplattendicke geringere Schlupfwerte auftreten. Ein Vergleich mit den Berechnungsergebnissen b und c, sowie den Trägerberechnungen aus /9.1/ lässt in gleicher Weise den Schluss zu, dass die erforderliche Duktilität abhängig ist vom Quotienten aus dem vollplastischen Momententragfähigkeiten des Stahlprofils und des Verbundträgers  $\eta_a$ . Nach /9.1/ werden für die Träger mit 12,0 ( $\eta_a = 0,07$ ) bzw. 18,0 ( $\eta_a = 0,10$ ) Metern Stützweite annähernd die gleichen Duktilitäten benötigt.

### 9.2.2 Feststellungen aus der Einzelbetrachtung

Aus den Ergebnissen der Finite-Element-Berechnungen kann festgestellt werden, dass bei filigranen Verbundträgern die Endverankerung des letzten Dübels mit den Bezeichnungen nach Bild 9.13 eine mechanisch empfindliche Situation darstellt. Bedingt durch die lokal konzentrierte Krafteinleitung sind gemäß Bild 9.14 in jedem Dübelschnitt zwei innere Momente zu betrachten. Im Punkt 1 der Momentendeckungslinie  $M_{R,i}$  unmittelbar vor dem Dübel ist sicherzustellen, dass das Moment aus den äußeren Lasten  $M_S$  an der betrachteten Stelle abgedeckt ist, im Punkt 2 unmittelbar hinter dem Verbundmittel steht abhängig von der Dübelkraft ein größeres inneres Moment zur Verfügung.



**Bild 9.13** Endverankerung des letzten Dübels



**Bild 9.14** Zustand der Momentendeckung

Zur Gewährleistung der Momentendeckung entsteht die Forderung, dass in der unmittelbaren Umgebung des Auflagers das erste Verbundmittel angeordnet werden muss. Aufgrund der Tatsache, dass an dieser Stelle nur ein geringes Biegemoment  $M_S$  vorhanden ist, bewirkt die eingeleitete Dübelkraft ein rückstellendes Moment, das begünstigt durch den Schlupf vollständig durch das Stahlprofil aufgenommen werden muss. Aus dem Gleichgewicht ergibt sich folgende Bedingung:

$$M_{Ri} - M_{S(x=i)} \leq M_{pla} \quad \text{Gl. 9.1}$$

Im Bereich des Randdübels ist noch kein inneres Moment vorhanden, so dass die Dübelkraft mit dem zugehörigen Hebelarm als äußere Last aufgefasst werden kann. Aus dem Nachweis des Stahlprofils lässt sich eine rechnerische Obergrenze für die Dübelkraft herleiten.

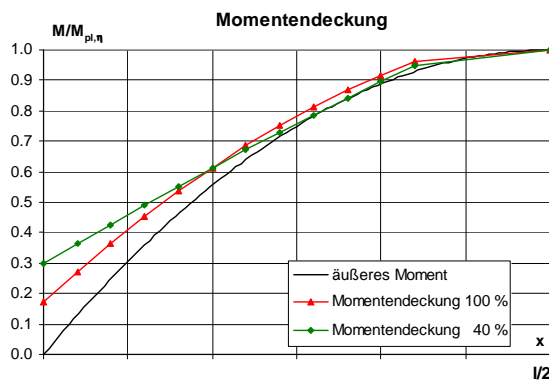
$$P_{lim} = M_{pla} / (h_{a,min} + h_{sp} - z_s) \quad \text{Gl. 9.2}$$

Da jedoch mit Plastizierungsbeginn die Nachgiebigkeit des Stahlprofils eine Umlagerung auf die benachbarten Verbundmittel zur Folge hätte und das rechnerische Dübeltragvermögen eine konservative Untergrenze darstellt, empfiehlt es sich, im Nachweis auf der Widerstandsseite das elastische Grenzmoment und auf der Einwirkungsseite das charakteristische Tragvermögen gegenüber zu stellen.

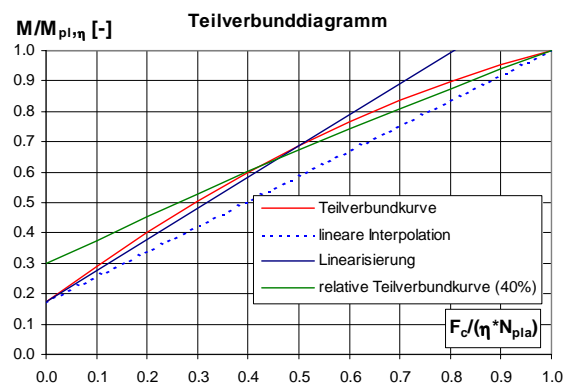
$$P_{R,lim} = M_{el,a} / (h_{a,min} + h_{sp} - z_s) \quad \text{Gl. 9.3}$$

### 9.2.3 Regelungen zur Verteilung der Verbundmittel

Entsprechend den Regelungen gemäß Eurocode 4 ist für eine gleichmäßige Belastung eine über die Trägerlänge äquidistante Dübelanordnung zulässig, wenn der Quotient aus dem vollplastischen Biegemoment des Stahlprofils und des Verbundträgers  $\eta_a \geq 0,4$  ist. Dieser Grenzwert ist dadurch begründet, dass selbst bei einem annähernd linearen Teilverbunddiagramm die Momentendeckung über die volle Trägerlänge gewährleistet ist. Bei filigranen Verbundträgern mit Werten von  $0,07 \leq \eta_a \leq 0,4$  ist die Bedingung grundsätzlich nicht erfüllt, so dass die Anordnung der Verbundmittel nach der Querkraftlinie vorzunehmen wäre.



**Bild 9.15** Momentendeckungslinien (Gleichlast)

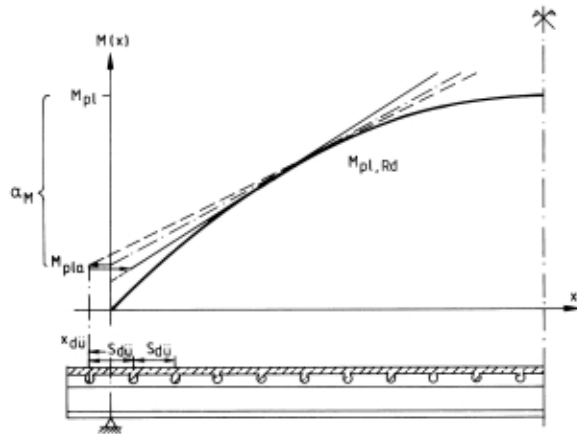


**Bild 9.16** Relatives Teilverbunddiagramm

Da diese Vorgabe aufgrund des nichtlinearen Zusammenhangs zwischen der eingeleiteten Dübelkraft und der Momentenbeanspruchbarkeit (Bild 9.15) einen nicht unerheblichen Berechnungsaufwand nach sich zieht, soll untersucht werden, ob für die praktische Anwendung Berechnungsformate hergeleitet werden können, die einen vereinfachten Nachweis gestatten. Eine Linearisierung durch die Interpolation zwischen  $\eta_a$  und 1 liefert eine zuverlässige Momentendeckung, hat aber eine hohe Konzentration der Verbundmittel im Randbereich zur Folge. Größere Dübelabstände sind möglich, indem bei der Dübelanordnung die tatsächliche Teilverbundkurve berücksichtigt wird. Der maximale Abstand zwischen Teilverbundkurve und linearer Interpolation liefert ein Maß für die Völligkeit des Teilverbunddiagramms. Anhand des relativen Teilverbunddiagramms in Bild 9.16 ist zu erkennen, dass die relative Teilverbundkurve für einen Verdübelungsgrad von 40 % über eine erheblich geringere Völligkeit verfügt, als für den vollständigen Verbund. Daher sind unter der Voraussetzung einer äquidistanten Dübelanordnung annähernd die gleichen Dübelabstände einzuhalten, um gemäß Bild 9.15 die Momentendeckung zu gewährleisten. Als Grundlage für einen vereinfachten Nachweis erscheint eine Linearisierung des Teilverbunddiagramms geeignet, dies kann wirtschaftlich vertretbar durch die Interpolation zwischen dem Nullpunkt und einem relativen Verdübelungsgrad von  $\eta = 50 \%$  erfolgen.

Anhand dieser Festlegung lässt sich ein linearer Steigungsfaktor  $k_\eta$  bestimmen, der als Maß für die Völligkeit der Teilverbundkurve von den geometrischen Proportionen des Verbundquerschnitts und vom Verdübelungsgrad abhängig ist.

$$k_\eta = \frac{M_{pl}(\eta_{prov})}{M_{pl}(0,5 \cdot \eta_{prov})} \quad \text{Gl. 9.4}$$



Äußeres Moment:

$$M_s(x) = \frac{1}{2} \cdot q_{pl} \cdot (l-x) \cdot x \quad \text{Gl. 9.5}$$

Inneres Moment:

$$M_i(x) = M_{pla} - x_{dü} \cdot t + x \cdot t \quad \text{Gl. 9.6}$$

mit:  $x_{dü}$  = Verankerungsversatz  
(Lage des ersten Dübels)

$t$  = Schubkraft als lineare Steigung der Tangente

**Bild 9.17** Definitionen zur Ableitung eines Berechnungsformates

Die Lage des kritischen Schnittes zur Gewährleistung einer vollständigen Momentendeckung (Bild 9.17) lässt sich einerseits über die Tangentialbedingung durch Gleichsetzen der Ableitungen und andererseits durch Gleichsetzen der Bestimmungsgleichungen für das äußere und das innere Moment gewinnen.

$$\frac{dM_i(x)}{dx} = \frac{dM_s(x)}{dx} \quad \Leftrightarrow \quad t = q_{pl} \cdot \left(\frac{1}{2} \cdot l - x\right) \quad \text{Gl. 9.7}$$

$$M_i(x) = M_s(x) \quad \Leftrightarrow \quad \frac{1}{2} \cdot q_{pl} \cdot x^2 - d_v \cdot q_{pl} \cdot x + \frac{1}{2} \cdot d_v \cdot q_{pl} \cdot l = M_{pla} \quad \text{Gl. 9.8}$$

Die Lage der Tangente ergibt sich aus der Auflösung von Gl. 9.8 mittels der Diskriminanten:

$$x_{crit} = x_{dü} + \sqrt{x_{dü}^2 + \frac{2 \cdot M_{pla}}{q_{pl}} - x_{dü} \cdot l} \quad \text{Gl. 9.9}$$

$$x_{lim} = \frac{1}{2} \cdot l - \sqrt{\frac{l^2}{4} - \frac{2 \cdot M_{pla}}{q_{pl}}} \quad \text{Gl. 9.10}$$

Gleichung 9.10 liefert den maximal zulässigen Abstand des ersten Dübels vom rechnerischen Auflager aus gesehen. Die erforderliche Anzahl der Verbundmittel  $n_{erf}$  und der Dübelabstand  $s_{dü}$  für eine äquidistante Anordnung zwischen dem Auflager und dem kritischen Schnitt ist in den nachfolgenden Gleichungen wiedergegeben.

$$n_{erf} = \frac{t \cdot x_{crit}}{k_\eta \cdot P_{Rd}} + 1 \quad \text{Gl. 9.11}$$

$$s_{dü} = x_{crit} / (n_{erf} - 1) \quad \text{Gl. 9.12}$$

Die verbleibenden Dübel können äquidistant bis zum Momentenmaximum verteilt werden.

### 9.2.4 Numerische Untersuchungen zum erforderlichen Verformungsvermögen

Eine bedeutende Fragestellung zu den Anwendungsgrenzen für die Herstellung von filigranen Verbundträgern besteht im Verformungsvermögen der konzipierten Verbundmittel. Unter der Vorgabe eines Mindestverdübelungsgrades von 40 % ist im Eurocode 4 eine lineare Regelung zum stützweitenabhängigen, zulässigen Verdübelungsgrad enthalten. Für die Verwendung von doppelsymmetrischen Stahlprofilen ist ab einer Stützweite von 25 m und für einfachsymmetrische Profile, bei denen die Fläche des Untergurts den 3-fachen Wert des Obergurts nicht unterschreitet, ab einer Stützweite von 20 m der vollständige Verbund vorzusehen.

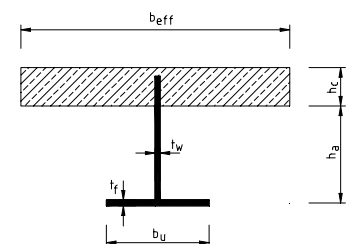
Die Anwendungsgrenzen für den filigranen Verbundträger bei Anwendung eines obergurtlosen Stahlprofils sind in der bauaufsichtlichen Zulassung /1.17/ für die Kombiverdübelung aufbauend auf numerischen Untersuchungen /9.1/ festgelegt worden. Als obere Grenze der Stützweite gilt  $l_{\text{eff}} = 18,0$  m, als unterer Wert darf für den Verdübelungsgrad  $\eta = 0,5$  und für das Eigentragvermögen des Stahlprofils  $\eta_a = 0,1$  angesetzt werden.

In Erweiterung dieser pauschalen Ansätze soll mittels einer numerischen Parameterstudie, die als variable Faktoren neben der Stützweite den Verdübelungsgrad und das Eigentragvermögen des Stahlprofils berücksichtigt, ein Bemessungskonzept erarbeitet werden, das auf einem Rechenwert für die erforderliche Duktilität der Verbundmittel  $\delta_{\text{req}}$  aufbaut, der mit dem spezifischen Verformungsvermögen der projektierten Betondübelvariante  $\delta_{\text{prov}}$  verglichen werden kann. Die experimentell bestätigte Ableitung der Berechnungsgrundlagen für die vorhandene Duktilität  $\delta_{\text{prov}}$  ist im Kapitel 5.4.3 dargestellt und erläutert.

Das Spektrum der numerisch simulierten Trägerversuche umfasst Stützweiten zwischen 6,0 und 30,0 m die in Intervallen zu 6,0 m abgestuft sind. Im Rahmen der diskreten Stützweiten werden unterschiedliche Verdübelungsgrade zwischen  $0,4 \leq \eta \leq 1,0$  betrachtet. Die Untersuchungen zum Parameter des Stahl-Eigentragvermögens  $\eta_a$  werden dadurch realisiert, dass bei konstanten geometrischen Abmessungen gemäß Tabelle 9.4 mit den Bezeichnungen entsprechend Bild 9.16 die Stegblechdicken zwischen  $5 \leq t_w \leq 35$  mm variiert werden. Der Gesamtrahmen der Berechnungen umfasst 104 einzelne Trägerberechnungen.

**Tabelle 9.4** Konstante Parameter der Simulationen zum erforderlichen Verformungsvermögen

$l_{\text{eff}}$	$b_u$	$t_f$	$h_a$	$b_{\text{eff}}$	$h_c$	$h$	$l_{\text{eff}}/h$	$n/2$	Beton	Stahl
[m]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]		[-]	[-]
6,0	120	12	160	1125	150	280	21,43	12	C 40	S 235
12,0	270	22	240	2250	150	360	33,33			
18,0	300	28	400	4000	150	550	32,73			
24,0	360	30	600	4500	180	750	32,00			
30,0	500	40	830	5625	200	1000	30,00			

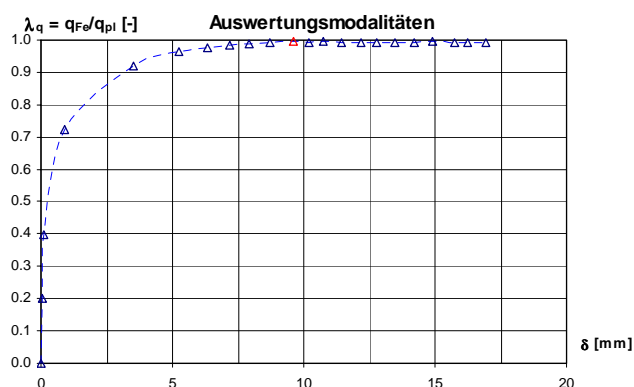


**Tabelle 9.5** Variable Parameter der numerischen Simulation zur erforderlichen Duktilität

$l_{\text{eff}}$	Verdübelungsgrad $\eta$							$t_w$ [mm]				$\eta_a$
	1,0	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0,4					
6,0 m	♦	♦	♦	♦	♦	♦	♦	5	15	25	35	0,110 - 0,381
12,0 m	♦		♦		♦		♦	6	15	25	35	0,076 - 0,387
12,0 m	♦	♦	♦	♦	♦	♦		6	15	24	30	0,100 - 0,367
24,0 m	♦	♦	♦	♦		♦		6	15	25	35	0,108 - 0,361
30,0 m	♦	♦	♦	♦	♦			7	15	25	35	0,102 - 0,361

Die Anordnung der Verbundmittel über die Trägerlänge entspricht dem Bemessungsvorschlag des vorangegangenen Abschnitts. Die zugrundeliegenden idealisierten Dübelkennlinien verfügen über einen Schlupf beim Erreichen der Maximallast  $P_{Rd}$  von  $\delta_{\max} = 2,0$  mm für  $l_{\text{eff}} = 6,0$  m und von  $\delta_{\max} = 4,0$  mm für  $l_{\text{eff}} \geq 12,0$ . Die Überprüfung der rechnerischen Dübelkräfte und Schlupfwerte sämtlicher Verbundmittel eines Trägers hat gezeigt, dass der Maximalwert der Relativverschiebungen bei der Bruchlast jeweils am Randdübel vorgelegen hat. Auch über die Belastungssteigerung konnte an keinem Dübel, insbesondere im plastizierten Bereich, ein höherer Schlupfwert festgestellt werden. Die rechnerischen Lasten wiesen überwiegend eine Größenordnung zwischen 99,0 und 100 % im Vergleich zum Spannungsblockverfahren auf. Lediglich für den Fall eines rechnerischen Bruchs der Betondruckzone als Versagenskriterium wurden kleinere Lastfaktoren ermittelt. Die betroffenen Berechnungen mit großen Stegblechdicken, bei denen auch der Duktilitätsparameter  $z_{pl} \leq 0,15 \cdot h$  nicht eingehalten war, werden bei der Entwicklung einer Bestimmungsgleichung für das erforderliche Verformungsvermögen nicht berücksichtigt.

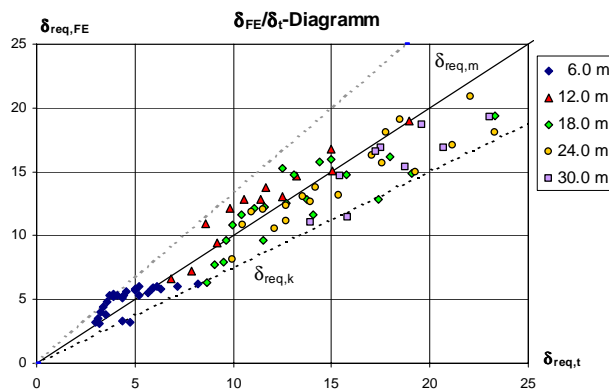
Zur Auswertung der Berechnungen ist anzumerken, dass das vollplastische Grenzmoment nach dem Spannungsblockverfahren als theoretische Obergrenze in den FE-Berechnungen nicht vollständig erreicht werden kann.


**Bild 9.18** Erforderliches Verformungsvermögen aus einer numerischen Simulation

$$\frac{\Delta \lambda_q}{\Delta \delta} = \frac{\lambda_{q_i} - \lambda_{q_{i-1}}}{\delta_i - \delta_{i-1}} \leq 3,0 \text{ ‰} \quad \text{Gl. 9.13}$$

$$\text{mit } \lambda_q = q_{FE}/q_{pl}$$

Bei einem Streuspektrum im Rahmen des vorgegebenen Konvergenzkriteriums (Verformungskriterium) und der zulässigen Toleranzen kann der Rechenwert des erforderlichen Verformungsvermögens anhand des Lastmaximums einem breiten Intervall zugeordnet werden. Eine präzisere Zuordnung ergibt sich aus einer Auswertung nach der Änderung bzw. Steigung des Lastfaktors. Als Grundlage für die Herleitung eines Berechnungsformates ist in diesem Fall per Definition festgelegt, dass das plastische Tragvermögen als erreicht angenommen wird, wenn die Änderung des Lastfaktors zwischen zwei benachbarten diskreten Berechnungswerten gemäß Bild 9.18 und Gleichung 9.13 den Wert 3 ‰ unterschreitet.



$$b_i = \frac{\delta_{\text{req,FE}}}{\delta_{\text{req,t}}}$$

$$Q = s_{\delta'^*} = \sqrt{\frac{1}{1-n} \cdot \sum_{i=1}^n (\delta_i'^* - \bar{\delta}_i'^*)^2}$$

$$\eta_k = \bar{b}_i \cdot \exp(-u_k \cdot Q - 0,5 \cdot Q^2)$$

mit  $u_k = 1,64$

**Bild 9.19** Statistische Auswertung zum Rechenwert des erforderlichen Verformungsvermögens

Die Analyse zum Einfluss der variablen Parameter erfolgt empirisch unter Verwendung EDV-gestützter Tabellenkalkulation. Eine geeignete Formulierung zur Beschreibung des erforderlichen Verformungsvermögens mit günstigen Korrelationseigenschaften liefert Gleichung 9.14, in der die effektive Stützweite und der Verdübelungsgrad als lineare Faktoren eingehen, während das Eigtragvermögen des Stahlprofils  $\eta_a$  einen Beitrag mit der Quadratwurzel liefert.

$$\delta_{\text{req,m}} = f \cdot \frac{l_{\text{eff}}}{\eta \cdot \sqrt{\eta_a}} \cdot 10^{-3} \quad \text{Gl. 9.14}$$

Die statistische Analyse erfolgt anhand der Regelungen im Eurocode 3 Anhang Z /1.2/ nach dem vereinfachten Verfahren. Eine Normierung der Gleichung 9.14 auf die Bedingung  $\bar{b}_i=1$  ergibt für die betrachtete Grundgesamtheit einen Mittelwertfaktor  $f = 0,2416$ . Mit den Berechnungsgrößen für die Standardabweichung  $Q = s_{\delta^*} = 0,166$  und einem Fraktilenfaktor  $u_{k,\infty} = 1,64$  lässt sich der Reduktionsfaktor für den charakteristischen Wert  $\eta_k = 0,75$  bestimmen. Damit verbleibt als statistisch abgesicherte Größe für das erforderliche Verformungsvermögen:

$$\delta_{\text{req,k}} = \frac{f}{\eta_k} \cdot \frac{l_{\text{eff}}}{\eta \cdot \sqrt{\eta_a}} \cdot 10^{-3} = 0,322 \cdot \frac{l_{\text{eff}}}{\eta \cdot \sqrt{\eta_a}} \cdot 10^{-3} \approx \frac{l_{\text{eff}}}{3 \cdot \eta \cdot \sqrt{\eta_a}} \cdot 10^{-3} \quad \text{Gl. 9.15}$$



Der Nachweis einer hinreichenden Duktilität der vorgesehenen Verbundmittel muss der Bedingung

$$\delta_{\text{req,k}} < \delta_{\text{prov}} \quad (\delta_{\text{prov}} = \delta_{\text{uk,cal}} \text{ gemäß Gln. 5.15 bzw. 5.16}) \quad \text{Gl. 9.16}$$

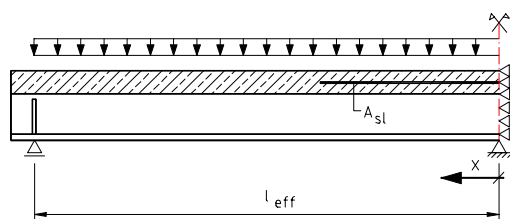
genügen. Eine quantitative Bewertung der Rechenwerte für das erforderliche Verformungsvermögen (Bild 9.19) zeigt, dass in Abhängigkeit von der Kombination einzelner Entwurfsparameter geometrische Grenzabmessungen infolge der aktivierbaren Duktilität aus der Beschaffenheit des Betondübels gegeben sind. Daher bedarf die vorgeschlagene Regelung keiner weiteren Einschränkungen.

### 9.3 Numerische Untersuchungen am Durchlaufträger

#### 9.3.1 Modellbildung

Dienten die bisherigen Ausführungen hauptsächlich der Klärung des Trag- und Verformungsverhaltens einfeldriger, statisch bestimmter Systeme, so ist ergänzend noch die Fragestellung zu bewerten, ob die gewonnenen Erkenntnisse auf den positiven Momentenbereich eines Durchlaufträgers übertragbar sind, und welche Effekte für den Stützquerschnitt zu erwarten sind. Trägerversuche für den negativen Momentenbereich bei der Verwendung von obergurtlosen Stahlprofilen liegen aktuell nicht vor.

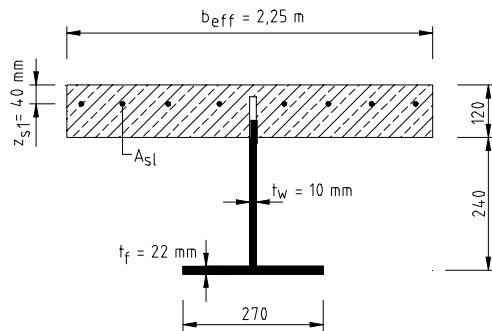
Die bauaufsichtliche Zulassung für die Kombiverdübelung /1.17/ gilt ohne Einschränkungen auch für den negativen Momentenbereich, so dass die Konstruktionsprinzipien des Eurocode 4 anzuwenden sind. Zur Verifikation dieser Aussage werden numerische Untersuchungen anhand eines erweiterten Finite-Elemente-Modells durchgeführt. Neben der Implikation der Randbedingungen, exemplarisch für ein zweifeldriges System mit gleichen Stützweiten, wird die Bewehrung in einer diskreten Formulierung in der Schwerpunktlage der Gurtbewehrung als eindimensionales Element mit definierter Querschnittsfläche eingeführt. Die Bewehrung wird in bezug auf das Materialverhalten als hochduktiler Betonstahl B 500 S durch das ideal-elastisch/ideal-plastische Materialgesetz mit einer Streckgrenze von  $f_{\text{sd}} = 435 \text{ N/mm}^2$ , einem Elastizitätsmodul  $E_s = 200000 \text{ N/mm}^2$  und einer Bruchdehnung von 20 ‰ abgebildet. Die vorgenommene Diskretisierung der Bewehrung berücksichtigt wirklichkeitsnah das Mitwirken



**Bild 9.20** Modellierung eines Durchlaufträgers

des Betons zwischen Rissen, so dass das Umlagerungsverhalten aus den rechnerischen Verformungen zuverlässig abgeschätzt werden kann. Die Modellbildung ist schematisch in Bild 9.20 dargestellt.

Die Berechnungsergebnisse für numerische Simulationen an Durchlaufträgern werden beispielhaft an einem symmetrischen Zweifeldträger mit Stützweiten von  $l_{\text{eff}} = 12,0$  m und den geometrischen Querschnittsproportionen nach Bild 9.21 bzw. Tabelle 9.6 dargestellt und erläutert. Untersuchungen für andere Querschnitts- und Stützweitenproportionen liefern übertragbare Ergebnisse.



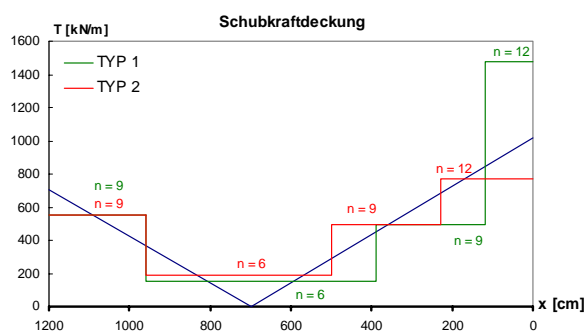
**Bild 9.21** Querschnitt der Durchlaufträger

**Tabelle 9.6** Rechengrößen der Durchlaufträger-Simulation

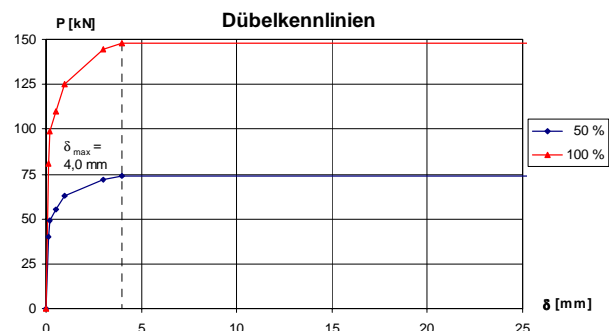
l <sub>eff</sub> 12,0 m	Beton	η	A <sub>sl</sub>	q <sub>pl</sub>	P <sub>Rd</sub>
		[%]	[cm <sup>2</sup> ]	[kN/m]	[kN]
TYP 1	C 40/50	100	40,74	41,99	147,64
		50	20,37	28,26	73,82
TYP 2		100	40,74	41,99	147,64
		50	20,37	28,26	73,82

Die wesentlichen Untersuchungskriterien liegen zum einen in der Verteilung der Verbundmittel über die Trägerlänge und zum anderen im konzipierten Verdübelungsgrad. Unter dem Gesichtspunkt der Fertigung wird eine abschnittsweise äquidistante Verdübelung mit einer Anordnung gemäß Bild 9.22 im Berechnungsmodell abgebildet. Unter der Bezeichnung "TYP 1" wird eine hohe Konzentration der Dübel im Bereich des mittleren Auflagers untersucht. Ziel dieser Betrachtung ist die Überprüfung, inwieweit eine Umlagerung der Dübelkräfte zur Kompensation der bereichsweise hinterschnittenen Schubkraftlinie stattfindet. Die Variante "TYP 2" stellt eine günstigere Annäherung an die Schubkraftlinie dar. Aufgrund des Verdübelungsgrades von genau 100 % muss die Schubkraftlinie lokal hinterschnitten werden.

Die Simulationen für einen Verdübelungsgrad von 50 % werden in der Form bewerkstelligt, dass bei unveränderter Dübelanordnung das Tragvermögen durch Skalierung der Dübelkennlinie reduziert wird. Die zugrunde liegenden, nichtlinearen Dübelkennlinien sind in Bild 9.23 wiedergegeben.



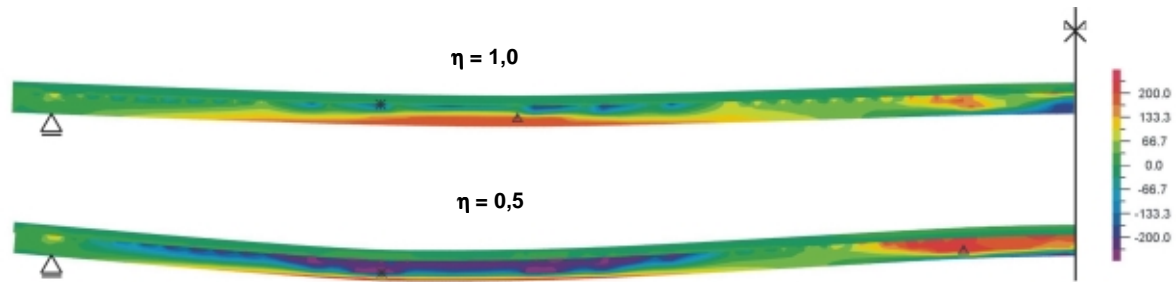
**Bild 9.22** Schubkraftdeckung der Durchlaufträger



**Bild 9.23** Dübelkennlinien

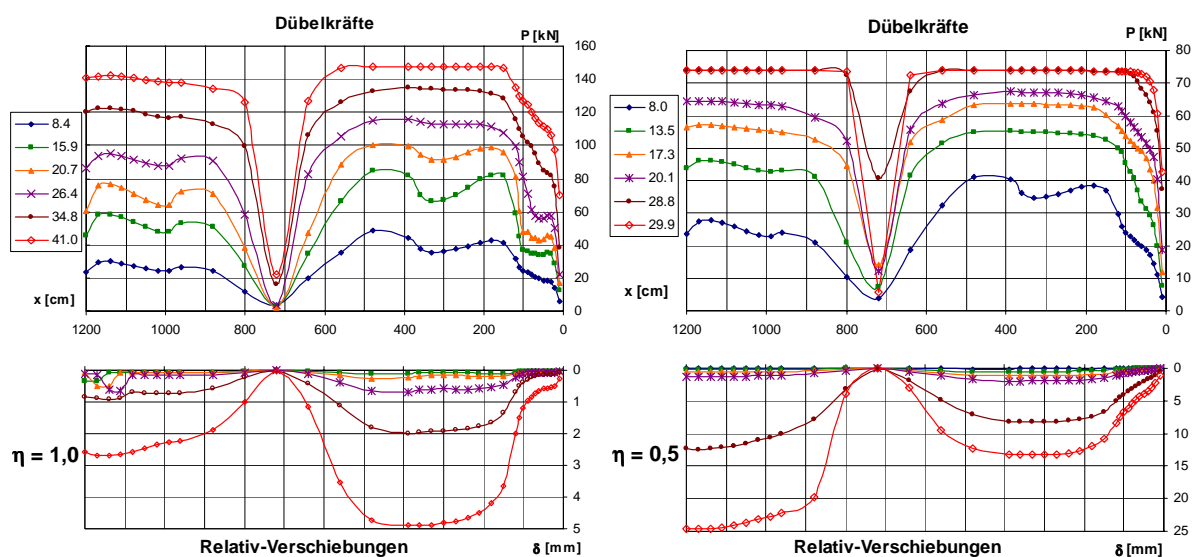
### 9.3.2 Berechnungsergebnisse

Die graphische Darstellung der Längsspannungen (Bild 9.24) für die maximale Laststufe weist für den Verdübelungsgrad  $\eta=1,0$  eine plastizierte Zone im Feld und über dem Stützbe-  
reich aus. Im Feld ist anhand der Farbkontur zu erkennen, dass sich eine Nulllinie im Steg des  
Stahlprofils einstellt, was als Zeichen für einen unvollständigen Verbund zu interpretieren ist.  
Die Traglast aus der FE-Analyse liegt bei 97,7 % im Vergleich zur Berechnung nach der  
Fließgelenkmethode.



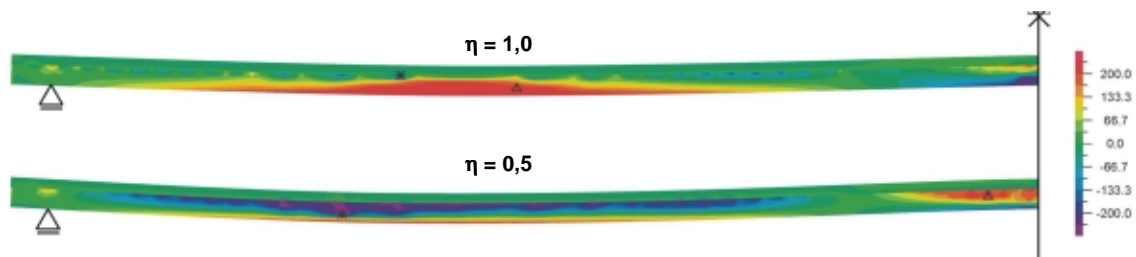
**Bild 9.24** Längsspannungen für die Dübelanordnung TYP 1 [N/mm<sup>2</sup>]

Die rechnerische Verteilung der Dübelkräfte zeigt gemäß Bild 9.25 die Ausnutzung des Trag-  
vermögens der Verbundmittel im Bereich zwischen dem Feld- und Stützmoment, während  
zum Randlager hin die Dübel nicht vollständig ausgelastet sind. Die in der Nähe des mittleren  
Auflagers hohe Verdichtung der Verbundmittel kann nicht durch Umlagerung aktiviert wer-  
den, so dass ein Bruch des Querschnitts vor dem Versagen der Verbundfuge eintritt. Für die  
Teilverdübelung ( $\eta=50\%$ ) weist die Berechnung bei 100 % des theoretischen Tragvermögens  
ein annähernd vollständiges Plastizieren der Verbundfuge aus. Die erforderliche Duktilität  
liegt mit einer Größenordnung von bis zu 15,0 mm im Rahmen der Untersuchungen für den  
Einfeldträger.



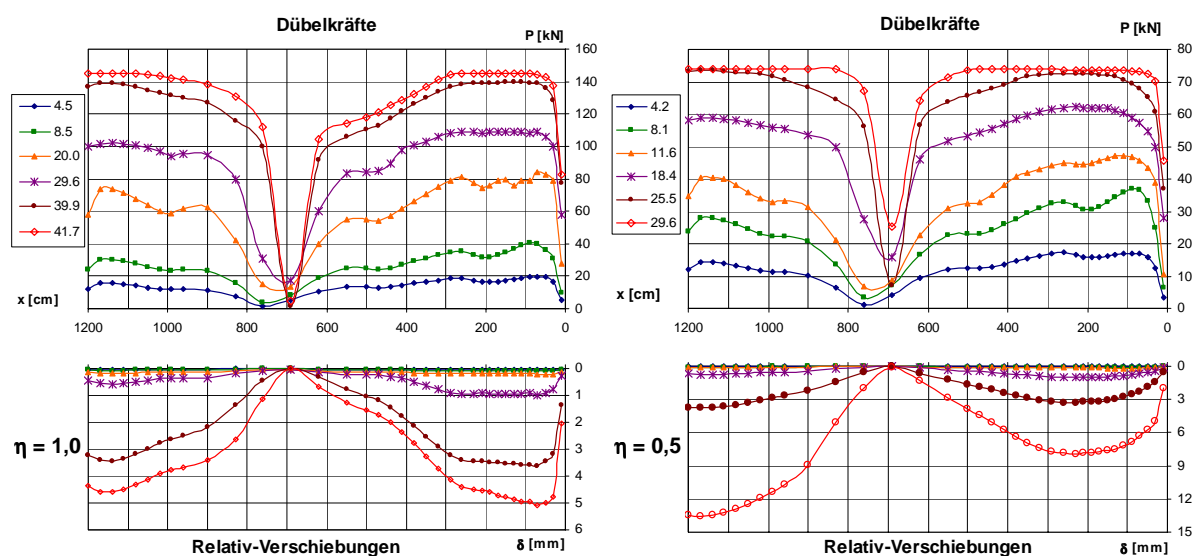
**Bild 9.25** Entwicklung der Dübelkräfte und Relativ-Verschiebungen für die Dübelanordnung TYP 1

Die rechnerische Spannungsverteilung für die teilweise Verdübelung zeigt einen ausgedehnten Bereich, in dem der Steg Druckspannungen auf dem Niveau der Fließgrenze ausgesetzt ist. Da die Berechnungen am idealen Querschnitt durchgeführt worden sind, können lokale Stabilitätserscheinungen infolge von Imperfektionen nicht bewertet werden. Dem Nachweis der Beulsicherheit und der Gefahr des Biegedrillknickens kommt jedoch eine besondere Bedeutung zu.



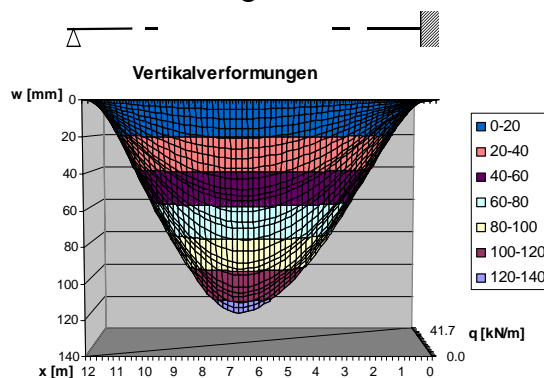
**Bild 9.26** Längsspannungen für die Dübelanordnung TYP 2 [N/mm<sup>2</sup>]

Die näher an der Querkraftlinie orientierte Dübelverteilung nach TYP 2 liefert mit 99,3 % der theoretischen Traglast bei einer Längsspannungsverteilung nach Bild 9.26 ein günstigeres Ergebnis als die vorausgegangene Konstellation. Für den vollständigen Verbund ist keine vollständige Umlagerung der Dübelkräfte zu verzeichnen (Bild 9.27). Der Abbruch der Berechnung ist infolge lokaler Überbeanspruchung des Betongurts rein numerischer Natur, so dass von einer weiteren Umlagerung ausgegangen werden kann. Ein günstiges Last-Verformungsverhalten ergibt die Berechnung für den teilverdübelt Träger. Mit erforderlichen Relativ-Verschiebungen von ca. 13 mm bei einem Niveau von 102 % der theoretischen Traglast wird eine nahezu vollständige Plastizierung der Verbundfuge erreicht.

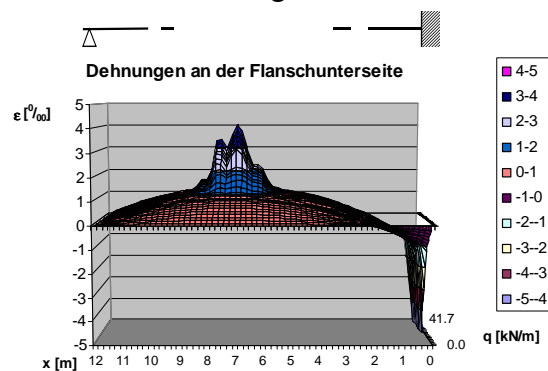


**Bild 9.27** Entwicklung der Dübelkräfte und Relativ-Verschiebungen für die Dübelanordnung TYP 2

Der Effekt der Umlagerung unter Rotation des Fließgelenkes in der Symmetrieachse wird durch die Darstellung der Durchbiegungen in Bild 9.28 hervorgehoben, indem sich bei kleinen Verformungen unter 20 mm eine unsymmetrische Biegelinie darstellt, die sich mit zunehmender Deformation einer symmetrischen Konfiguration annähert. Die Auftragung der Dehnungen der untersten Querschnittsfaser über die Trägerlänge des Halbsystems in Bild 9.29 dient der Visualisierung des Plastizierungsbeginns und der Ausdehnung der plastizierten Zonen. An den Dehnungen des Feldbereiches mit einer maximalen Ausprägung von bis zu  $4 \text{ ‰}$  zeichnet sich erkennbar der Einfluss der diskreten Lasteinleitung der Dübelkräfte ab. Die quantitative Auswertung der rechnerischen Dehnungen im negativen Momentenbereich zeigt schon bei einer niedrigen Laststufe ein Überschreiten der Fließdehnung an.



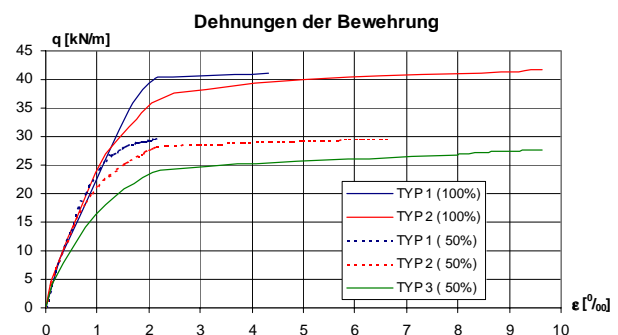
**Bild 9.28** Durchbiegung am Halbsystem  
(Dübelanordnung TYP 2;  $\eta = 1,0$ )



**Bild 9.29** Flansch-Dehnungen am Halbsystem  
(Dübelanordnung TYP 2;  $\eta = 1,0$ )

Eine Bewertung der Ergebnisse der numerischen Untersuchung für durchlaufende Systeme erlaubt den Schluss, dass bei einer Anordnung der Verbundmittel nach der Querkraftlinie mit zulässiger örtlicher Hinterschneidung der Schubkraftlinie eine praktische Ausführung von durchlaufenden filigranen Verbundträgern im Rahmen der gültigen Bemessungsgrenzen unter Anwendung des Konzeptes des erforderlichen Verformungsvermögens möglich ist.

Die lastabhängige Dehnung der Bewehrung im Stützquerschnitt nach Bild 9.30 zeigt für die Anordnung nach Typ 2 ein ausgeprägtes Fließen, im Bereich der Gebrauchslasten liegt das Dehnungsniveau in einer Größenordnung von ca.  $1 \text{ ‰}$ . Die rechnerische Halbierung der Bewehrungsmenge für eine 50%-ge Teilverdübelung unter der Bezeichnung



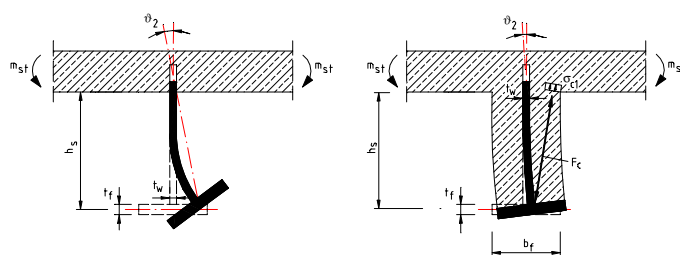
**Bild 9.30** Dehnung in der Bewehrung über der Stütze

Typ 3 mit einer Dübelverteilung analog zum Typ 2 führt zu einem signifikanten Dehnungsfortschritt mit Werten von über  $1 \text{ ‰}$  auf dem Gebrauchslastniveau. Die quantitative Entwicklung der Dehnungen am Stützquerschnitt sowohl in der Bewehrung als auch in der unteren

Randfaser liefert einen deutlichen Hinweis, dass eine sorgfältige Nachweisführung für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit erforderlich ist. Insbesondere der Zwängungszustand aus dem Schwinden des Betongurtes sowie Temperatureinflüssen kann gemessen am geringen Eigentragvermögen des Stahlprofils zu erheblichen Beanspruchungen führen, die unter Umständen schon unter Gebrauchslasten ein Fließen der Bewehrung bewirken könnten. Der Nachweis der Rissbreitenbegrenzung bedarf einer besonderen Sorgfalt

#### 9.4 Betrachtungen zur Rotationskapazität

Eine wesentliche Grenzbedingung für die Tragfähigkeit eines durchlaufenden Systems liegt in der Stabilitätsgefährdung des Stahlprofils in den Querschnittsfasern, in denen es Druckspannungen ausgesetzt ist. Dabei ist insbesondere das Rotationsvermögen des Verbundquerschnitts im Bereich negativer Biegemomente nachzuweisen. Unter diesem Gesichtspunkt liegen für filigrane Verbundträger mit einem obergurtlosen Stahlprofil keine spezifischen Untersuchungsergebnisse vor. Eine Einbeziehung in den Gültigkeitsbereich vorhandener Berechnungs- und Nachweisformate könnte über eine Analogiebetrachtung zur Ausführungsweise mit einem doppelsymmetrischen Stahlprofil argumentiert werden. In diesem Zusammenhang ist der Einspannungsgrad zwischen dem Stegblech und dem Betongurt zu bewerten. Die Einspanntiefe des Stegbleches, die sich aus der Ausnehmungshöhe und der Betondeckung unter dem Dübelfuß zusammensetzt, und die einspannende Wirkung aus dem negativen Biegemoment aus Querbiegung des Betongurtes erlauben einen direkten Vergleich mit einem herkömmlichen Verbundträger. Die rechnerische Behandlung des Steg- bzw. Flanschbeulens könnte aufbauend auf /2.6/ entsprechend den Regelungen des Eurocode 4 /1.3/ durch eine Klassifizierung des Querschnitts anhand der  $d/t$  bzw.  $c/t$ -Verhältnisse erfolgen.



**Bild 9.31** Deformationsverhalten infolge seitlichen Ausweichens des Untergurtes nach /2.23/

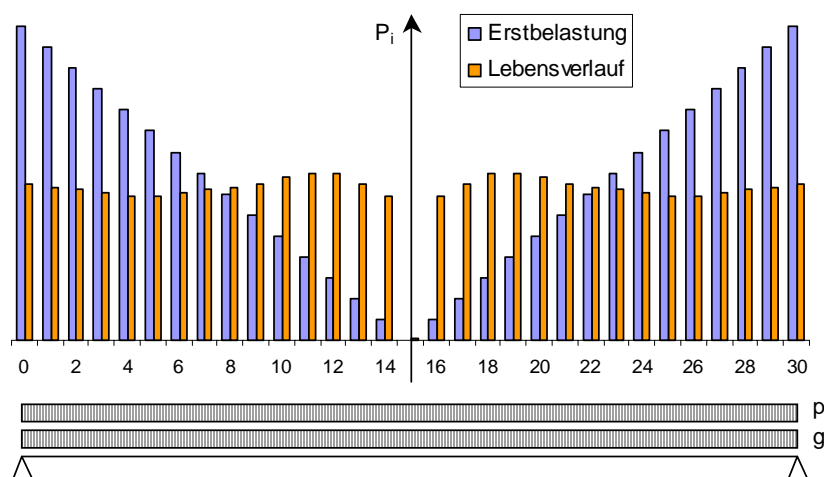
In gleicher Weise kann ein Vergleich für das mechanische Verhalten und das Nachweismodell für das Biegedrillknicken nach Bild 9.31 gezogen werden. Auch für diesen Stabilitätsfall könnte ein affines Deformationsverhalten der druckbeanspruchten Stahlkomponenten zur Ausführungsweise mit einem doppelt-symmetrischen Stahlprofil aufgezeigt werden, so dass für die Varianten mit und ohne Kammerbeton die Nachweisformate des Eurocode 4 anwendbar wären.

## 9.5 Überlegungen zum Verbundträger unter zyklischer Belastung

Aufbauend auf den Erkenntnissen zur Ermüdungsfestigkeit des einzelnen Betondübels gemäß Kapitel 6 und den Untersuchungen zur Anordnung der Verbundmittel für filigrane Verbundträger kann festgestellt werden, dass im Rahmen des abgesicherten Spektrums Verbundträger unter Verwendung von Betondübeln als Verbundmittel ohne Einschränkungen zum Einsatz in Bauwerken mit nicht ruhenden Belastungskomponenten geeignet sind.

Das vorgeschlagene Nachweiskonzept für Betondübel gegen den Grenzzustand der Ermüdung, das auf einer Begrenzung des sukzessiven Fortschritts der relativen Verschiebung zwischen den Verbundpartnern aufbaut, ermittelt einen über die Einwirkungsdauer zunehmenden Schlupf. Das hat für einen Verbundträger veränderliche Verformungsanteile aus der Nachgiebigkeit der Verbundfuge zur Folge, die über die Lebensdauer des Tragwerks eine zunehmende Durchbiegung bewirken. Eine rechnerische Abschätzung dieses Effektes erscheint aufgrund der vorhandenen Nichtlinearitäten nur mit Hilfe von aufwendigen EDV-Programmen möglich, zumal über die Umlagerung der Dübelkräfte zum heutigen Stand der Forschung nur Annahmen getroffen werden können.

Wie in /6.4/ für Verbundträger mit Kopfbolzendübeln beschrieben, ist auch bei Verwendung der Betondübeltechnologie aufgrund des oberlastabhängigen Schlupffortschritts eine Umlagerung der Dübelkräfte gemäß Bild 9.32 zu erwarten. Im Idealfall müsste sich unabhängig von der Dübelverteilung zum Zeitpunkt  $t = \infty$  ein Zustand mit einer annähernd gleichmäßigen Beanspruchung sämtlicher Verbundmittel einstellen. Dies wiederum würde eine erhebliche Vereinfachung für den Ermüdungsnachweis und die Verformungsberechnung bedeuten. Zur gezielten Überprüfung dieser Vermutung wäre ein spezifisches Versuchsprogramm mit mehreren Verbundträgern wünschenswert.



**Bild 9.32** Umlagerung der Dübelkräfte unter zyklischer Beanspruchung in Anlehnung an /6.4/





## **10. Zusammenfassung und Ausblick**

### **10.1 Zusammenfassung**

Im Rahmen der vorliegenden Arbeit wurde das Trag- und Verformungsverhalten von Betondübeln sowohl unter ruhender als auch unter zyklischer Lasteinwirkung untersucht. Die Vorgehensweise und der Umfang der experimentellen Forschungsaktivitäten lässt eine Gliederung in drei separate Schwerpunkte zu.

Im Mittelpunkt des ersten Untersuchungskomplexes stand das lokale Trag- und Verformungsverhalten unter ruhender Belastung. Aufbauend auf Publikationen von experimentellen Untersuchungen zur Betondübelthematik konnte ergänzt durch ein eigenes Versuchsprogramm mit Push-Out-Versuchen, in dessen Konzeption gezielt unvollständig geklärte Einflussparameter betrachtet wurden, ein geschlossenes Berechnungs- und Nachweiskonzept entwickelt werden. Gestützt auf experimentell bestätigte mechanische Trag- bzw. Versagensmodelle besteht das Nachweisformat aus drei unabhängigen Bestimmungsgleichungen, deren kleinster Wert das abgesicherte Tragvermögen eines Betondübel repräsentiert. Neben der Beanspruchbarkeit konnte für die vorhandene Grundgesamtheit auch das Verformungsverhalten durch Berechnungsgleichungen abgebildet werden. Eine Erweiterung des Anwendungsspektrums auf den Bereich des hochfesten Betons war möglich.

Mit dem Grundgedanken, der Betondübeltechnologie auch den Einsatzbereich des Brückenbaus und anderer Bauwerke unter nicht vorwiegend ruhender Belastung zu erschließen, wurden insgesamt 17 Push-Out-Versuche unter zyklischer Belastung im Druck-Schwellbereich durchgeführt. Mit projektierten Oberlasten nahe der quasistatischen Beanspruchbarkeit und maximal bis zu 7,5 Millionen Lastspielzahlen konnte für Betondübel mit mittleren Ausnehmungsbreiten von 70 mm ein ausgesprochen günstiges Ermüdungsverhalten festgestellt werden. Bedingt durch den geringen Kerbeinfluss von Ausnehmungen mit stetig gekrümmten Umrandungen lagen für ein gebrauchslastrelevantes Lastspektrum keine Ermüdungsbrüche vor. Anhand der gewonnenen experimentellen Erkenntnisse aus ein- und mehrstufigen Lastkollektiven wurde bei konstanter Einwirkungskonfiguration ein regelmäßiges Fortschreiten der Relativverschiebungen zwischen den Verbundpartnern erkannt. Ein Berechnungskonzept mit einer Akkumulation des rechnerischen Schlupf Fortschritts für diskrete Einwirkungsstufen gestattet eine Bestimmung der Relativverschiebungen in Abhängigkeit von der Belastungsdauer. Da bei den Versuchen unter der zyklischen Einwirkung keine nennenswerte Rissbildung zu verzeichnen war und das statische Resttragvermögen nach dynamischer Belastung keiner Einschränkung gegenüber dem statischen Versuch unterlag, ist weniger der Bruchnachweis als mehr eine Überprüfung der Verträglichkeit der Verformungen erforderlich.

Unter Berücksichtigung der Erkenntnisse zum lokalen Trag- und Verformungsverhalten von Betondübeln wurden im dritten Themenschwerpunkt globale Betrachtungen anhand von Verbundträgern mit Betondübeln vorgenommen. Aufgrund der Affinität zwischen den Dübelkennlinien von Betondübeln und Kopfbolzendübeln konzentriert sich die Bearbeitung auf den bisher wenig erforschten Bereich der filigranen Verbundträger unter Verwendung eines obergurtlosen Stahlprofils. Eine kombinierte Vorgehensweise aus experimentellen Untersuchungen und numerischen Analysen nach der Methode der finiten Elemente bildet die Grundlage zur systematischen Bewertung der Einflussparameter und zur Formulierung von Anwendungsregeln, die insbesondere die Anordnung der Verbundmittel über die Trägerlänge betreffen.

## **10.2 Ergänzender Forschungsbedarf**

Bezogen auf den erreichten Kenntnisstand zur Betondübeltechnologie wäre für den Bereich der vorwiegend ruhenden Belastung eine Vertiefung durch Forschungsaktivitäten für Gurtplatten aus Hochleistungsbetonen mit höheren Betongüten erstrebenswert. Orientiert am wirtschaftlichen Bedarf und der Entwicklung der Betontechnologie erscheinen auch ergänzende Untersuchungen für den Einsatz in Leichtbetonkonstruktionen sinnvoll.

Während der vertikale Einsatz von Betondübeln in Verbundträgern und die Verwendung zur Einleitung konzentrierter Kräfte bei allseitig hinreichender Betondeckung umfassend geklärt ist, besteht weiterer Forschungsbedarf bei Sonderbauteilen und bei einer Konzeption als liegende Betondübel, bei denen die Topologie des Verbundmittels im Betongurt signifikant vom experimentell abgesicherten Spektrum abweicht. In diesem Zusammenhang sollte insbesondere eine Konstellation mit der Krafrichtung senkrecht zur Schalungskante in Abhängigkeit von der Betondeckung experimentell untersucht werden.

Die Notwendigkeit erweiterter Forschungsaktivitäten ist insbesondere für den Themenbereich der dynamischen Beanspruchung und der Ermüdungsfestigkeit gegeben. Neben den Parametern für das lokale Verhalten, für die zum vorliegenden Zeitpunkt noch keine Aussagen für große Betondübel und für höhere Betongüten möglich sind, ist für einen Verbundträger mit Betondübeln die Frage nach dem Umlagerungsverhalten infolge der Dübelnachgiebigkeit ungeklärt. Die aus den Versuchen unter zyklischer Belastung festgestellte Eigenschaft, dass die Verformungsamplituden schwächer ausgeprägt sind, als die Einwirkungsamplitude, lässt auf eine systeminterne Dämpfung schließen. Unter dem Gesichtspunkt der Schwingungsanfälligkeit schlanker Verbundsysteme erscheint eine experimentelle Verifikation und gegebenenfalls eine Quantifizierung der Dämpfung von technischem und wirtschaftlichem Interesse.

## 11. Quellenverzeichnis

### Normen, Richtlinien und bauaufsichtliche Zulassungen

- / 1.1/ Eurocode Nr. 2: Planung von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken, ENV 1992-1-1 : 1992
- / 1.2/ Eurocode Nr. 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten, ENV 1993-1-1 : 1992
- / 1.3/ Eurocode Nr. 4: Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton, ENV 1994-1-1 : 1992
- / 1.4/ DASt-Richtlinie 104, Richtlinie zur Anwendung von Eurocode 4, Deutscher Ausschuss für Stahlbau, Februar 1994
- / 1.5/ Richtlinien für die Bemessung und Ausführung von Stahlverbundträgern, DIN Deutsches Institut für Normung 1981
- / 1.6/ Ergänzende Bestimmungen zu den Richtlinien für die Bemessung und Ausführung von Stahlverbundträgern, DIN Deutsches Institut für Normung 1984
- / 1.7/ Ergänzende Bestimmungen zu den Richtlinien für die Bemessung und Ausführung von Stahlverbundträgern, DIN Deutsches Institut für Normung 1991
- / 1.8/ Entwurf DIN 1045, Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton, Teil 1: Bemessung und Konstruktion, Beuth-Verlag, Berlin Februar 1997
- / 1.9/ Entwurf DIN 18800 Teil 5, Verbundtragwerke aus Stahl und Beton, Bemessung und Konstruktion, Beuth-Verlag, Berlin, Januar 1999
- / 1.10/ DIN 50125; Prüfung metallischer Werkstoffe, Zugproben, Beuth-Verlag, Berlin April 1991
- / 1.11/ CEB-FIP Model Code 1990, Design Code, Verlag Thomas Telford, London 1993
- / 1.12/ Grundlagen zur Beurteilung von Baustoffen, Bauteilen und Bauarten im Prüfzeichen und Zulassungsverfahren, Fassung Mai 1986
- / 1.13/ Deutsches Patentamt: Offenlegungsschrift DE 38 36 592 A1, Mai 1989
- / 1.14/ Deutsches Institut für Bautechnik: Entwurf Zulassungsbescheid Kombi-Verdübelung, 0402E /Entwurf 15./, Berlin 22.05.1990
- / 1.15/ Deutsches Institut für Bautechnik: Zulassungsbescheid Perfobondleiste, Zulassungsnummer Z-26.1-23, Berlin 22.07.1991
- / 1.16/ Deutsches Institut für Bautechnik: Entwurf Zulassungsbescheid Kombi-Verdübelung, 0402E /Entwurf 09.04.92/, Berlin 02.09.1992
- / 1.17/ Deutsches Institut für Bautechnik: Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung der Kombi-Verdübelung 2000, Zulassungsnummer Z-26.4-39
- / 1.18/ Eurocode Nr. 1: Grundlagen von Entwurf, Berechnung und Bemessung sowie Einwirkungen auf Bauwerke, ENV 1991-1-1 : 1994
- / 1.19/ DIN 4219, Leichtbeton und Stahlleichtbeton mit geschlossenem Gefüge, Teil 1: Anforderungen an den Beton, Herstellung und Überwachung, und Teil 2: Bemessung und Ausführung, Ausgabe Dezember 1979, Beuth-Verlag, Köln/Berlin 1979
- / 1.20/ Vornorm DIN ENV 206, Beton: Eigenschaften, Herstellung, Verarbeitung und Gütenachweis, Beuth-Verlag, Berlin 1990

### **Einflussfaktoren auf das Trag- und Verformungsverhalten von Verbundträgern**

- / 2.1/ Roik K., Bergmann R., Hänsel J., Hanswille G.  
Verbundkonstruktionen, Bemessung auf der Grundlage des Eurocode 4 Teil 1, Beitrag im Betonkalender 1999 Teil 2, S. 373-510, Verlag Ernst und Sohn, Berlin 1999
- / 2.2/ Bode H.  
Euro-Verbundbau, Konstruktion und Berechnung, 2. Auflage, Werner Verlag 1998
- / 2.3/ Petersen Ch.  
Der Stahlbau, Grundlagen der Berechnung und baulichen Ausbildung von Stahlbauten, 3.te Auflage: Vieweg & Sohn, Braunschweig/Wiesbaden 1993
- / 2.4/ Ansourian P.  
Beitrag zur plastischen Bemessung von Verbundträgern, Der Bauingenieur 59, 1984
- / 2.5/ Fichter W.  
Beitrag zur Traglastberechnung durchlaufender Stahlverbundträger für den Hoch- und Industriebau, Dissertation Universität Kaiserslautern 1986
- / 2.6/ Kuhlmann U.  
Rotationskapazität biegebeanspruchter I-Profile unter Beachtung des plastischen Beulens, Technisch-wissenschaftliche Mitteilungen, Nr. 86-05, Institut für konstruktiven Ingenieurbau, Ruhruniversität Bochum, Juni 1986
- / 2.7/ Kuhlmann U.  
Vergleichsbetrachtungen zur Rotationskapazität von Stahl- und Verbundträgern, Der Stahlbau 60, 1991
- / 2.8/ He Saizhong  
Beitrag zur plastischen Bemessung durchlaufender Verbundträger, Technisch-wissenschaftliche Mitteilungen, Nr. 91-01, Institut für konstruktiven Ingenieurbau, Ruhruniversität Bochum, Januar 1991
- / 2.9/ Petersen Ch.  
Rotationskapazität in Fließgelenken (Teil I), Lehrstuhl und Laboratorium für Stahlbau, Ausgabe 7/91, München/Neubiberg 1991
- / 2.10/ Uth H.-J.  
Durchlaufende Verbundträger im Hochbau – lokale Instabilität im negativen Momentenbereich, Dissertation, Universität Kaiserslautern 1987
- / 2.11/ Spangemacher R.  
Zum Rotationsnachweis von Stahlkonstruktionen, die nach dem Traglastverfahren berechnet werden, Schriftenreihe Stahlbau der RWTH Aachen, Heft 30 1992
- / 2.12/ Feldmann M.  
Zur Rotationskapazität von I-Profilen statisch und dynamisch belasteter Träger, Schriftenreihe Stahlbau der RWTH Aachen, Heft 30 1994
- / 2.13/ Kemp A.R., Dekker N.W.  
Available rotation capacity in steel and composite beams, The Structural Engineer, Volume 69, No. 5/5, März 1991
- / 2.14/ Johnson R.P., Hope-Gill M.C.  
Applicability of simple plastic Theory to Continuous Composite Beams, Proceedings of Institution of Civil Engineers, Part 2, Vol. 61, März 1976
- / 2.15/ Hope-Gill M.C., Johnson R.P.  
Tests on Three Three-Span Continuous Composite Beams, Proceedings of Institution of Civil Engineers, Part 2, Vol. 61, June 1976
- / 2.16/ Herzog M.  
Die Tragfähigkeit durchlaufender Verbundträger nach Versuchen, Die Bautechnik 65, 1988

- / 2.17/ Ehlert W.  
Grenzzustände schlanker Verbundträger, Technisch- wissenschaftliche Mitteilungen, Nr. 81-07, Institut für konstruktiven Ingenieurbau, Ruhruniversität Bochum, Juni 1981
- / 2.18/ Hoffmeister B.  
Plastische Bemessung von Verbundkonstruktionen unter Verwendung realitätsnaher Last-Verformungsansätze, Dissertation Lehrstuhl für Stahlbau, RWTH Aachen, Schriftenreihe Stahlbau, Heft 36, 1998
- / 2.19/ Stengel J.  
Tragverhalten von Verbundträgern mit großen Stegausschnitten, Dissertation, Universität Kaiserslautern 1996
- / 2.20/ Holtkamp H. J.  
Zur mittragenden Breite von Verbundträgern im Bereich negativer Momente, Technisch-wissenschaftliche Mitteilungen, Nr. 91-3, Institut für konstruktiven Ingenieurbau, Ruhruniversität Bochum, Januar 1991
- / 2.21/ Uhlendahl J.  
Zum Einfluss von Imperfektionen auf die Tragfähigkeit von Brückenquerschnitten in Stahl- und Verbundbauweise, Technisch-wissenschaftliche Mitteilungen, Nr. 91-8, Institut für konstruktiven Ingenieurbau, Ruhruniversität Bochum, März 1991
- / 2.22/ Heinemann J  
Grenztragfähigkeit von Verbundträgern mit dünnwandigen, ausgesteiften und steifenlosen Stegblechen, Technisch-wissenschaftliche Mitteilungen, Nr. 90-01, Institut für konstruktiven Ingenieurbau, Ruhruniversität Bochum, Januar 1990
- / 2.23/ Kina J.  
Zum Biegedrillknicken bei Stahlverbundträgern, Technisch-wissenschaftliche Mitteilungen, Nr. 91-6, Institut für konstruktiven Ingenieurbau, Ruhruniversität Bochum, Februar 1991
- / 2.24/ Schanzenbach J.  
Zum Einfluß von Dübelnachgiebigkeit und Unterverdübelung auf das Tragverhalten von Verbunddurchlaufträgern im Hoch- und Industriebau, Dissertation, Universität Kaiserslautern 1988
- / 2.25/ Bode H., Schanzenbach J.  
Das Tragverhalten von Verbundträgern bei Berücksichtigung der Dübelnachgiebigkeit, Der Stahlbau 58, 1989
- / 2.26/ Bode H., Becker J.  
Physikalisch nichtlineare Berechnung von Stahlverbundträgern mit nachgiebiger Verbundfuge, DFG-Forschungsbericht Nr.: Bo 733/7-1, Kaiserslautern 1994
- / 2.27/ Becker J.  
Beitrag zur Auslegung der Verdübelung von Verbundträgern des Hochbaus unter ruhender und nicht ruhender Belastung, Dissertation Universität Kaiserslautern 1997
- / 2.28/ Sauerborn I.  
Zur Grenztragfähigkeit von durchlaufenden Verbunddecken, Dissertation, Universität Kaiserslautern 1995
- / 2.29/ Schneider K.-J.  
Bautabellen für Ingenieure mit europäischen und nationalen Normen, 14. Auflage, Werner Verlag, Düsseldorf 2000
- / 2.30/ Hanswille G.  
Zur Rissbreitenbeschränkung bei Verbundträgern, Technisch-wissenschaftliche Mitteilungen, Nr. 86-1, Institut für konstruktiven Ingenieurbau, Ruhruniversität Bochum, Januar 1986

- / 2.31/ Pamp R.  
Zur Auswirkung der Hydratation bei Verbundbrücken, Technisch-wissenschaftliche Mitteilungen, Nr. 91-2, Institut für konstruktiven Ingenieurbau, Ruhruniversität Bochum, Februar 1991
- / 2.32/ Ming, L.  
Zur Trag- und Gebrauchsfähigkeit von Verbundträgern mit Leichtbeton im Hochbau, Ruhr-Universität Bochum, Schriftenreihe des Lehrstuhl für Stahl- und Verbundbau, Band 3, Bochum, März 1996
- / 2.33/ Cunze Oliveira Lanna A. J.  
Zur Gebrauchsfähigkeit von Verbundträgern mit nachgiebiger Verdübelung, Technisch-wissenschaftliche Mitteilungen, Nr. 92-1, Institut für konstruktiven Ingenieurbau, Ruhruniversität Bochum, Januar 1992
- / 2.34/ Hamme M.  
Zur Gebrauchstauglichkeit von Verbundträgern mit Stahltrapezprofilen, Schriftenreihe des Lehrstuhls für Stahl- und Verbundbau, Ruhruniversität Bochum, Band 5, Juni 1997
- / 2.35/ Xia G.  
Zur wirklichkeitsnahen Berechnung von Verbundkonstruktionen unter Berücksichtigung des zeitabhängigen Betonverhaltens, Schriftenreihe des Lehrstuhls für Stahl- und Verbundbau, Ruhruniversität Bochum, Band 7, März 1999

### **Werkstoffverhalten**

- / 3.1/ Dahl W.  
die Spannungs-Dehnungskurve von Stahl, Verlag Stahleisen m.b.H., Düsseldorf 1976
- / 3.2/ Dahl W., Hesse W.; Krabiell A.  
Zur Verfestigung von Stahl und dessen Einfluß auf die Kennwerte des Zugversuchs, Stahl und Eisen 103 (1983), Heft 2, S 87-90
- / 3.3/ Dahl W., Hesse W.  
Auswirkung der Beurteilung von Stählen auf die Anwendung im Hochbau und im Anlagenbau, Stahl und Eisen 106 (1986), Heft 12, Seite 695-702
- / 3.4/ Wesche K.  
Baustoffe für tragende Bauteile Band 3, Stahl/Aluminium, 2. Auflage, Bauverlag, Wiesbaden/Berlin 1985
- / 3.5/ Wesche K.  
Baustoffe für tragende Bauteile Band 2, Beton, 2. Auflage, Bauverlag, Wiesbaden/Berlin 1985
- / 3.6/ Wischers G.  
Aufnahme und Auswirkung von Druckbeanspruchungen auf Beton, Betontechnische Berichte 1978, Beton-Verlag, Düsseldorf 1979
- / 3.7/ König G., Grimm R.  
Hochleistungsbeton, Beitrag im Betonkalender 2000 Teil II, S. 327-439, Verlag Ernst & Sohn, Berlin 2000
- / 3.8/ König G., Tue N  
Grundlagen des Stahlbetonbaus, B. G. Teubner Verlag, Stuttgart/Leipzig 1998
- / 3.9/ Chen W.F.  
Plasticity in Reinforced Concrete, Mc Graw-Hill, 1982
- / 3.10/ Litzner H.-U.  
Grundlagen der Bemessung nach Eurocode 2-Vergleich mit DIN 1045 und DIN 4227, Betonkalender 1996 Teil I, Verlag Ernst & Sohn, Berlin 1996
- / 3.11/ Kupfer H., Gerstle K.  
Behavior of Concrete under biaxial Stresses, ASCE, Journal of the engineering mechanics division, Volume 99, 1973



- / 3.12/ Zhenhai G., Yunlong Z., Nechvatal D.  
Auswertung von Versuchen zur mehrachsigen Betonfestigkeit, die an der technischen Universität München durchgeführt wurden, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 477, Beuth-Verlag, Berlin 1995
- / 3.13/ Cornelissen H. A. W., Reinhardt H. W.  
Uniaxial tensile fatigue failure of concrete under constant amplitude and programme loading, Magazin of Concrete Research, Volume 36, No. 129, December 1984
- / 3.14/ Gäde K.  
Versuche über die Festigkeit und Verformung von Beton bei Druck-Schwellbeanspruchung, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton Heft 144, Verlag Ernst und Sohn, Berlin 1962
- / 3.15/ Weigler H., Rings K.-H.  
Unbewehrter und bewehrter Beton unter Wechselbeanspruchung, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton Heft 383, Verlag Ernst und Sohn, Berlin 1987
- / 3.16/ Rehm G., Harre W., Beul W.  
Schwingfestigkeitsverhalten von Betonstählen unter wirklichkeitsnahen Beanspruchungs- und Umgebungsbedingungen, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton Heft 374, Verlag Ernst und Sohn, Berlin 1986
- / 3.17/ Su E. C. M., Hsu T. C.  
Biaxial compression fatigue and discontinuity of concrete, ACI Materials Journal, may-june 1988

#### **Bemessungsmodelle zum Tragvermögen von Betondübeln**

- / 4.1/ Andrá H.-P.  
Neuartige Verbundmittel für den Anschluss von Ortbetonplatten an Stahlträger, Beton- und Stahlbetonbau 80 12/85
- / 4.2/ Leonhardt F., Andrá W., Andrá H.-P., Harre W.  
Neues, vorteilhaftes Verbundmittel für Stahlverbundtragwerke mit hoher Dauerfestigkeit, Beton- und Stahlbetonbau 82, 12/87
- / 4.3/ Völkel G., Harre W.  
Versuche zum Verbundtragverhalten von Lochleisten, Prüfungsbericht, Forschungs- und Materialprüfungsanstalt Baden Württemberg -Otto-Graf-Institut-, Stuttgart 1987
- / 4.4/ Völkel G., Harre W.  
Versuche zum Verbundtragverhalten von Lochleisten, Prüfungsbericht, Forschungs- und Materialprüfungsanstalt Baden Württemberg -Otto-Graf-Institut-, Stuttgart 1988
- / 4.5/ Schmidt H.  
Gutachterliche Stellungnahme zum Antrag auf allgemeine bauaufsichtlich/baurechtliche Zulassung der Perfobondleiste als Verbundmittel für Verbundkonstruktionen, Universität Essen 1988
- / 4.6/ Schmidt H.  
Ergänzende Gutachterliche Stellungnahme zum Antrag auf allgemeine bauaufsichtlich/baurechtliche Zulassung der Perfobondleiste als Verbundmittel für Verbundkonstruktionen, Universität Essen 1989
- / 4.7/ Informe Tecnico  
Bruchversuche an Perfobondleisten, Versuchsbericht No. MC-88-003 vom 27.01.1988, Universität Andres Bello (UCAB), Facultad de Ingeniera, Caracas 1988
- / 4.8/ Bode H., Schanzenbach J.  
Untersuchung eines neuartigen Stahlverbundträgers mit geschweißtem -förmigem Stahlträger und mit Stegausnehmungen als Verbundmittel, Versuchsbericht 3/87, Universität Kaiserslautern, Stahlbau, November 1987
- / 4.9/ Bode H., Künzel R.  
Scherversuche zum Tragverhalten eines neuartigen Stahlverbundträgers mit schwalbenschwanzförmigen Stegausnehmungen als Verbundmittel, Untersuchungsbericht 2/88, Universität Kaiserslautern 1988

- / 4.10/ Bode H., Künzel R.  
Scherversuche zum Tragverhalten eines neuartigen Verbundmittels – Untersuchungen für die Anwendung als Schwertaufleger, Untersuchungsbericht 4/88, Universität Kaiserslautern 1988
- / 4.11/ Bode H., Künzel R.  
Zum Tragverhalten eines neuartigen Verbundmittels der Fa. Kombi-Tragwerk-GmbH. Gutachterliche Stellungnahme zur Vorlage beim Institut für Bautechnik in Berlin. Universität Kaiserslautern, November 1988
- / 4.12/ Bode H.  
Auswertung der Untersuchungen mit der neuartigen Kombiverdübelung. Universität Kaiserslautern, Juli 1989
- / 4.13/ Bode H., Künzel R.  
Scherversuche zum Tragverhalten eines neuartigen Stahlverbundträgers mit Zahndübeln als Verbundmittel. 3.te Teilserie, Bemessungswerte für große Zahndübel, Universität Kaiserslautern, Oktober 1989
- / 4.14/ Kraus D., Wurzer O.  
Versuche zum Verbundverhalten von Perfobondleisten mit Lochdurchmessern von 100 mm, Versuchsbericht, Universität der Bundeswehr 1992
- / 4.15/ Kraus D., Wurzer O.  
Versuche zur Kombiverdübelung mit Lochdurchmessern von 100 mm, Versuchsbericht, Universität der Bundeswehr 1994
- / 4.16/ Wurzer O.  
Zur Tragfähigkeit von Betondübel, Dissertation am Institut für Konstruktiven Ingenieurbau, Universität der Bundeswehr, München Juni 1997
- / 4.17/ Lieberum K.-H.  
Das Tragverhalten von Beton bei extremer Teilflächenbelastung, Dissertation Technische Hochschule Darmstadt, 1987
- / 4.18/ Oguejiofor E. C.  
Behaviour of perfobond rib shear connectors in composite beams: Full size tests. M.Sc.thesis University of Saskatchewan, Saskatoon, Canada 1990
- / 4.19/ Oguejiofor E. C., Hosain M. U.  
Perfobond Rib Shear Connectors: An experimental Investigation. International Conference on Steel and Aluminium Structures ICSAS 1991, Singapur, Mai 1991
- / 4.20/ Oguejiofor E. C., Hosain M. U.  
Behaviour of perfobond rib shear connectors: Full size tests. Canadian Journal of Civil-Engineering 19 (1992), S. 224-235
- / 4.21/ Velandra M. R., Hosain M. U.  
Behaviour of perfobond rib shear connectors: push-out tests, Canadian Journal of Civil-Engineering 19 (1992), S. 1-10
- / 4.22/ Oguejiofor E. C., Hosain M. U.  
A parametric study of perfobond rib shear connectors. Canadian Journal of Civil-Engineering 21 (1994), S. 614-625
- / 4.23/ Oguejiofor E. C., Hosain M. U.  
Tests of full-size composite beams with perfobond rib connectors. Canadian Journal of Civil-Engineering 22 (1995), S. 80-92
- / 4.24/ Machacek J., Studnicka J.  
Stahlbetonverbundträger mit Perfobond-Leiste, Stahlbau 68 (1999), Heft 1

- / 4.25/ Kraus D., Wurzer O.  
Gutachterliche Stellungnahme zum Antrag auf bauaufsichtliche/baurechtliche Zustimmung im Einzelfall, Gemeindezentrum Schwörstadt, München, Juni 1995
- / 4.26/ Mangerig I., Wurzer O.  
Zum Tragverhalten der Kombiverdübelung, Gutachterliche Stellungnahme zur Vorlage beim Deutschen Institut für Bautechnik, Neubiberg 1997
- / 4.27/ Niederschrift über die Sitzung des Sachverständigenausschuss Verbundbau vom 30.10.1997 in Nürnberg
- / 4.28/ Mangerig I., Wurzer O., Zapfe C.  
Stellungnahmen zur Niederschrift des Sachverständigenausschuss Verbundbau am 30.10.1997 in Nürnberg, München, November 1998
- / 4.29/ Niederschrift über die Sitzung des Sachverständigenausschuss Verbundbau vom 12.04.1999 in Berlin
- / 4.30/ Mangerig I., Zapfe C.  
Stellungnahmen zur Niederschrift des Sachverständigenausschuss Verbundbau am 12.04.1999 in Berlin, München, Dezember 1999
- / 4.31/ Mangerig I., Zapfe C.  
Betondübel im Verbundbau, Beitrag zum Fachseminar Verbundbau 11/99 an der Fachhochschule München, Universität der Bundeswehr, Institut für Konstruktiven Ingenieurbau, München, November 1999

#### **Trag- und Verformungsvermögen von Betondübeln unter vorwiegend ruhender Belastung**

- / 5.1/ Mangerig I., Zapfe C.  
Experimentelle Untersuchungen zum Trag- und Verformungsverhalten von Betondübeln mit sägezahnförmiger Aussparungsgeometrie, Forschungsbericht (unveröffentlicht), Universität der Bundeswehr, Institut für konstruktiven Ingenieurbau, München 1999
- / 5.2/ Spieth H.-P.  
Das Verhalten von Beton unter hoher örtlicher Pressung und Teilbelastung unter besonderer Berücksichtigung von Spannbetonverankerungen, Dissertation Technische Hochschule Stuttgart, 1959
- / 5.3/ Bode H., Hanenkamp W.  
Zur Tragfähigkeit von Kopfbolzen bei Zugbeanspruchung, Bauingenieur 60, 1985
- / 5.4/ Hanswille G., Jost K., Schmitt Ch., Trillmich R.  
Experimentelle Untersuchungen zur Tragfähigkeit von Kopfbolzendübeln mit großen Schaftdurchmessern, Stahlbau 67 (1998), Heft 7
- / 5.5/ Roik K., Hanswille G., Cunze-O.Lanna A.  
Hintergrundbericht zu Eurocode 4, Bochum 1988
- / 5.6/ Heilmann H.-G.  
Versuche zur Teilflächenbelastung von Leichtbeton für tragende Konstruktionen, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 344, Verlag Ernst und Sohn, Berlin 1983

#### **Trag- und Verformungsvermögen von Betondübeln unter vorwiegend nicht ruhender Belastung**

- / 6.1/ König G., Danielewicz I.  
Ermüdungsfestigkeit von Stahlbeton- und Spannbetonbauteilen mit Erläuterungen zu den Nachweisen gemäß CEB-FIP Model-Code 1990, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 439, Beuth-Verlag, Berlin 1994
- / 6.2/ Hück  
Ein verbessertes Verfahren für die Auswertung von Treppenstufenversuchen, Zeitschrift Werkstofftechnik 14, S. 406-417 (1983)

- / 6.3/ Bazios I.  
Untersuchungen zum Ermüdungsverhalten einer AlMgSi-Legierung bei betriebsnaher Beanspruchung in korrosiven Medien, genehmigte Dissertation, Fakultät für Luft- und Raumfahrttechnik, Universität der Bundeswehr, München, 1998
- / 6.4/ Kretz J.  
Zur Zeitfestigkeit von Verbundträgern mit Profilblechen, Dissertation, Universität Kaiserslautern, 1999
- / 6.5/ Mensinger M.  
Zum Ermüdungsverhalten von Kopfbolzendübeln im Verbundbau, Dissertation, Universität Kaiserslautern, 1999
- / 6.6/ Andrä H.-P.  
Economical Shear Connectors with high Fatigue Strength
- / 6.7/ Kraus D., Wurzer O.  
Versuche zur Kombi-Verdübelung mit Lochdurchmessern von 100 mm, Teil 2: Ermüdungsbeanspruchung. Versuchsbericht, Universität der Bundeswehr, Institut für konstruktiven Ingenieurbau, Juli 1995
- / 6.8/ Müller F. P., Keintzel E. Charlier H.  
Dynamische Probleme im Stahlbetonbau, Teil I, Der Baustoff Stahlbeton unter dynamischer Beanspruchung, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 342, Beuth-Verlag, Berlin 1993
- / 6.9/ Eibl J., Keintzel E., Charlier H.  
Dynamische Probleme im Stahlbetonbau, Teil II, Stahlbetonbauteile und -bauwerke unter dynamischer Beanspruchung, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 392, Beuth-Verlag, Berlin 1993
- / 6.10/ Klausen D.  
Festigkeit und Schädigung von Beton bei häufig wiederholter Beanspruchung. Dissertation, Technische Hochschule Darmstadt, 1978
- / 6.11/ Leonhardt F., Andrä H.P., Saul R., Harre W.  
Zur Bemessung durchlaufender Verbundträger bei dynamischer Belastung, Bauingenieur 62, 1987
- / 6.12/ Roik K., Hanswille G.  
Zur Dauerfestigkeit von Kopfbolzendübeln bei Verbundträgern, Bauingenieur 62, 1987
- / 6.13/ Leonhardt F.  
Kritische Bemerkungen zur Prüfung der Dauerfestigkeit von Kopfbolzendübeln für Verbundträger, Bauingenieur 63, 1983
- / 6.14/ Hanswille G.  
Zum Nachweis der Ermüdung von Verbundträgern nach Eurocode4 Teil 1-1, Stahlbau 63 (1994), Verlag Ernst & Sohn, 1994
- / 6.15/ Wurzer O.  
Versuche an Stahlverbund-Biegeträgern (nicht publiziert), Universität der Bundeswehr, Institut für konstruktiven Ingenieurbau, Oktober 1990.
- / 6.16/ Roik K., Hanswille G.  
Hintergrundbericht zu Eurocode 4 - Nachweis des Grenzzustandes der Betriebsfestigkeit für Kopfbolzendübel, Bericht EC 4, November 1990

### **Verbundträger mit Betondübeln zur Übertragung der Längsschubkräfte**

- / 7.1/ Tropac A., Eyre D. G.  
Composite beams with a hybrid tee steel section, Journal of the structural division, Proceedings of the American Society of Civil Engineers, October 1967
- / 7.2/ Johnson R. P., Oehlers D. J.  
Analysis and design for longitudinal shear in composite T-beams, Proceedings of the Institution of Civil Engineers 71/2, S. 989 ff., 1981
- / 7.3/ Johnson R. P., Oehlers D. J.  
Design for longitudinal shear in composite L-beams, Proceedings of the Institution of Civil Engineers 73/2, S. 147 ff., 1981
- / 7.4/ Cancani A., Puhali R.  
Investigation on composite beams of a tee-hybrid steel section and a concrete slab, costruzioni metalliche n-1, 1984
- / 7.5/ Bode H.  
Hybride Verbundträger ohne Stahlbergurt für den Hochbau, Stahlbau 54 (1985), Heft 6
- / 7.6/ Kuhlmann U., Breuninger U.  
Scherversuche liegender Kopfbolzendübel, Versuchsbericht 1/97, Universität Stuttgart 1997
- / 7.7/ Kuhlmann U., Breuninger U.  
Zur Tragfähigkeit von horizontal liegenden Kopfbolzendübeln, Stahlbau 67 (1998), Heft 7
- / 7.8/ Kuhlmann U., Breuninger U.  
Liegende Kopfbolzendübel unter Längsschub im Brückenbau, Forschungsbericht Nr. 1999-2, Institut für Konstruktion und Entwurf, Universität Stuttgart 1999.
- / 7.9/ Bode H. Schanzenbach J.  
Untersuchung eines neuartigen Stahlverbundträgers mit geschweißtem  $\perp$ -förmigem Stahlträger und mit Stegaussparungen als Verbundmittel, Versuchsbericht 1/87, Universität Kaiserslautern, Fachgebiet Stahlbau 1987
- / 7.10/ Mangerig I, Zapfe C.  
Experimentelle Untersuchungen zum Verbund zwischen Stahl- und Betonkomponenten infolge Reibung als Grundlage zur Ermittlung eines Rechenwertes für den Reibbeiwert  $\mu$ , Versuchsbericht, Universität der Bundeswehr, Institut für konstruktiven Ingenieurbau, München, Januar 2000
- / 7.11/ Beck/Heunisch  
Zum Reibungsverbund zwischen Stahl und Betonfertigteilen bei dübellosen Verbundkonstruktionen. Der Stahlbau 41 (1972) 40 - 45
- / 7.12/ Roik K., Bürkner K.-E.  
Reibwert zwischen Stahlgurten und aufgespannten Betonfertigteilen. Bauingenieur 53 (1978) 37 - 41
- / 7.13/ Mangerig I., Zapfe C., Klinger R.  
Experimentelle und numerische Untersuchungen zur Tragfähigkeit von Deckenkonstruktionen mit Stahlprofilen als Haupttragelement und unbewehrter Betonausfachung, Versuchsbericht und Vorschlag eines Bemessungsverfahrens, Universität der Bundeswehr, München, Juli 1998
- / 7.14/ Hoischen A.  
Verbundträger mit elastischer und unterbrochener Verdübelung, Der Bauingenieur 29, Heft 7, Juli 1954

## **Berechnungsmodell zur numerischen Simulation**

- / 8.1/ Users Manual zum Programmsystem ADINA
- / 8.2/ Bathe K.-J.  
Finite-Elemente-Methoden; Springer-Verlag, Berlin, Heidelberg 1986
- / 8.3/ Mangerig I., Zapfe C.  
Numerische Untersuchung zum Trag- und Verformungsverhalten von filigranen Verbundträgern mit Kombidübeln mit großen Ausnehmungsbreiten als Verbundmittel, Interner Forschungsbericht, Universität der Bundeswehr München 1998
- / 8.4/ Mangerig I., Zapfe C.  
Numerische Untersuchung zum Trag- und Verformungsverhalten von filigranen Verbundträgern mit Kombidübeln als Verbundmittel, Teil 2: Parameteruntersuchungen, Interner Forschungsbericht, Universität der Bundeswehr München 1998
- / 8.5/ CEB, Comité Euro-international du Béton,  
Behavior and analysis of reinforced concrete structures under alternative actions including inelastic response, Volume 1: General Models, Bulletin d'information, Lausanne, Juli 1991
- / 8.6/ Ramm E., Stein E., Wunderlich W.  
Finite Elemente in der Baupraxis, Modellierung, Berechnung, Konstruktion, Beiträge zur Tagung FEM'95 an der Universität Stuttgart, Verlag Ernst & Sohn 1995
- / 8.7/ Schwarz H.R.  
Methode der Finiten Elemente, 3.te Auflage: B. G. Teubner, Stuttgart 1991
- / 8.8/ Stempniewski L., Eibl J.  
Finite Elemente im Stahlbeton, Beitrag in Betonkalender 1993 Teil I, S. 249 ff, Verlag Ernst & Sohn, Berlin 1993
- / 8.9/ Wanzek Th.  
Zu Theorie, Numerik und Versuchen verformbarer Anschlusskonstruktionen, genehmigte Dissertation, Universität der Bundeswehr, Neubiberg 1998
- / 8.10/ Chen W. F.  
Plasticity in reinforced concrete, Mc Graw-Hill, 1982

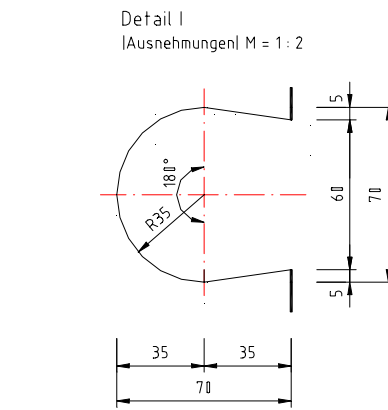
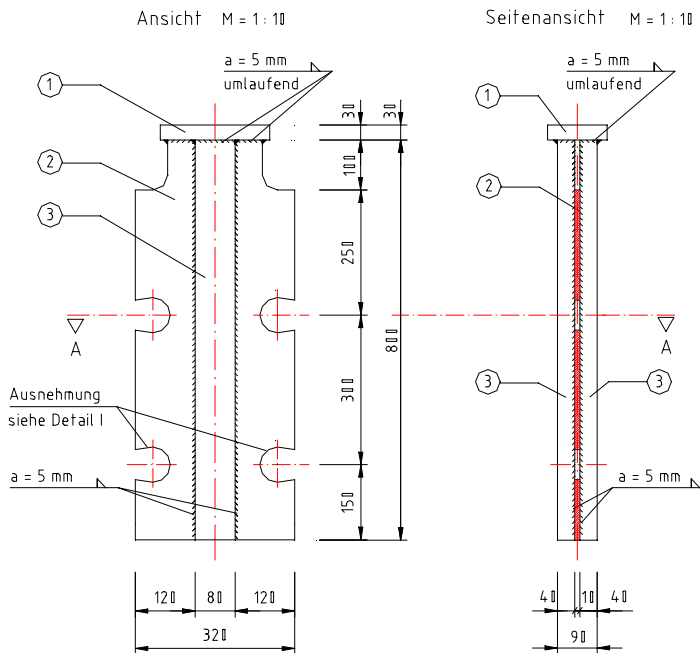
## **Numerische Untersuchungen zum Tragverhalten von Verbundträgern**

- / 9.1/ Mangerig I., Zapfe C.  
Zum Trag- Und Verformungsverhalten von Verbundträgern mit obergurtlosen Stahlprofilen und großen Kombidübeln als Verbundmittel, Untersuchungsbericht, Institut für konstruktiven Ingenieurbau, Universität der Bundeswehr München, Oktober 1998
- / 9.2/ Bode H., Künzel R.  
Traglastberechnungen an einem Muster-Kombiträger, Teil 1: Kombiträger mit 12,0 m Spannweite, Universität Kaiserslautern, Fachbereich Stahlbau, Juni 1989
- / 9.3/ Bode H., Künzel R.  
Traglastberechnungen an einem Muster-Kombiträger, Teil 2: Kombiträger mit 18,0 m Schnittlänge, Universität Kaiserslautern, Fachbereich Stahlbau, April 1989

## **Anhang A: Fertigungspläne ( nicht maßstäblich; verkleinert)**

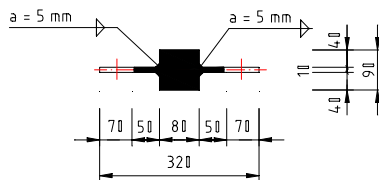
- Werkpläne der Stahlprofile	164
- Fertigungspläne der Push-Out-Körper (Serien SD5-SD10 und ED1-ED2)	170
- Trägerabschnittsversuche (Serien TA und TB)	177





Achtung: Für die Bleche/Körper sind nur sehr geringe Verformungen und Verwindungen zulässig!  
Toleranzmaß 1 mm

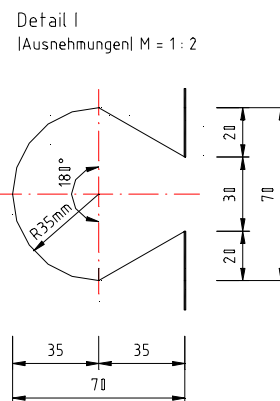
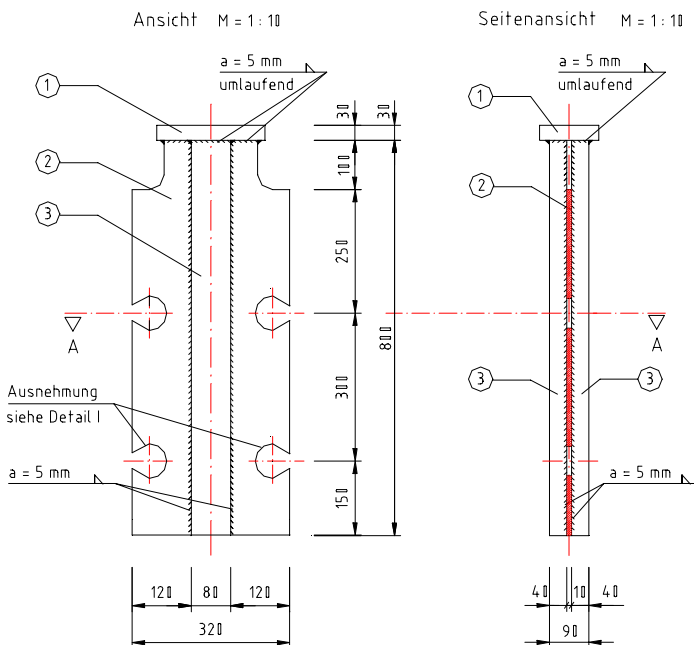
Baustoffe: Stahl S 355 J2G3 linkl. Schweißnähtel  
Anzahl: 26 Stück  
alle Trennschritte per Computer oder Schablone



Schnitt A - A M = 1 : 10

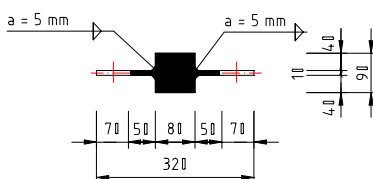
- |   |                           |
|---|---------------------------|
| ① | 1 x Bl. 30 x 120 x 250 mm |
| ② | 1 x Bl. 10 x 320 x 800 mm |
| ③ | 2 x Bl. 40 x 80 x 800 mm  |

Universität der Bundeswehr München Inst. für Konstruktiven Ingenieurbau - Stahlbau -			
M = 1 : 10		Verbundversuche	
Datum	Name	Stahlteile : K	
22.04.99	Zapfe	Serien : SD1 SD11 SZ1	
		SD2 SD12 SZ2	
		ED 1	
		Plan-Nr.: S 1	



Achtung: Für die Bleche/Körper sind nur sehr geringe Verformungen und Verwindungen zulässig!  
Toleranzmaß 1 mm

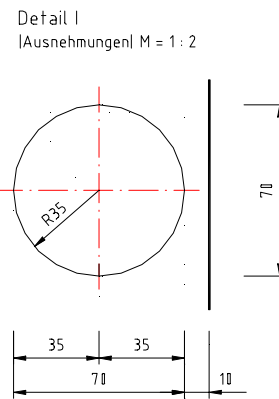
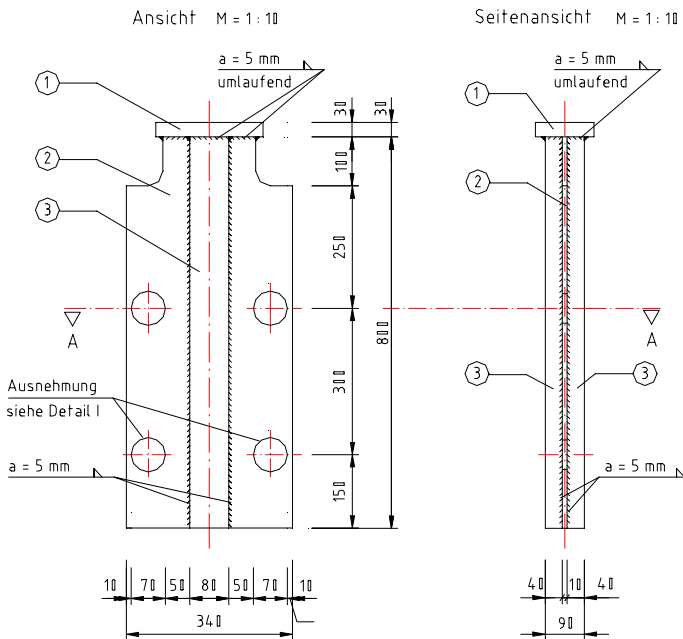
Baustoffe: Stahl S 355 J2G3 linkl. Schweißnähtel  
Anzahl: 2 Stück  
alle Trennschritte per Computer oder Schablone



Schnitt A - A M = 1 : 10

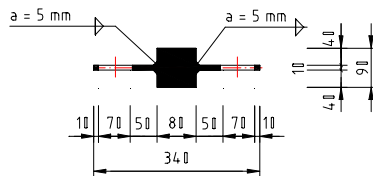
- |   |                           |
|---|---------------------------|
| ① | 1 x Bl. 30 x 120 x 250 mm |
| ② | 1 x Bl. 10 x 320 x 800 mm |
| ③ | 2 x Bl. 40 x 80 x 800 mm  |

Universität der Bundeswehr München Inst. für Konstruktiven Ingenieurbau - Stahlbau -			
M = 1 : 10		Verbundversuche	
Datum	Name	Stahlteile : K	
01.12.1999	Zapfe	Serien : SD 1, K6 - K7	
		ED 2, K1 - K2	
		Plan-Nr.: S 2	



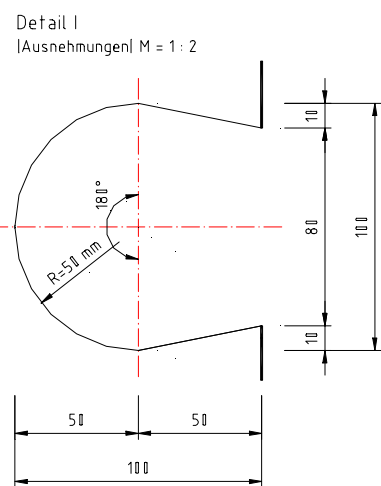
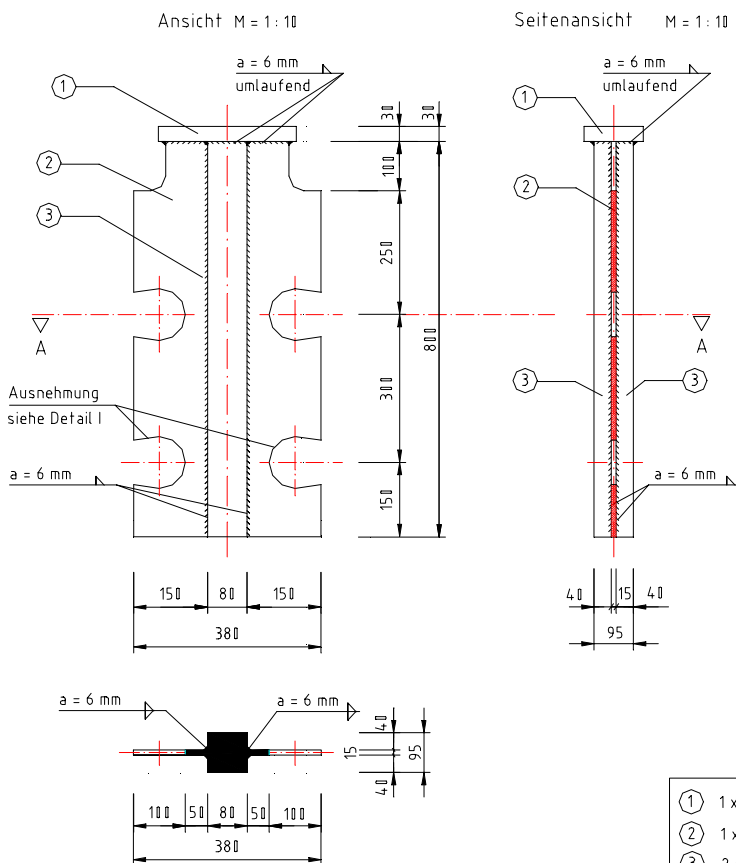
Achtung: Für die Bleche/Körper sind nur sehr geringe Verformungen und Verwindungen zulässig!  
Toleranzmaß 1 mm

Baustoffe: Stahl S 355 J2G3 linkl. Schweißnähtel  
Anzahl: 10 Stück  
alle Trennschritte per Computer oder Schablone



- ① 1 x Bl. 30 x 120 x 250 mm
- ② 1 x Bl. 10 x 320 x 800 mm
- ③ 2 x Bl. 40 x 80 x 800 mm

Universität der Bundeswehr München Inst. für Konstruktiven Ingenieurbau - Stahlbau -			
M = 1:10		Verbundversuche	
Datum	Name	Stahlteile: P	
22.04.99	Zapfe	Serien: SD 1 SD11 ED1 SD 2 SD12	
		Plan-Nr.: S 3	

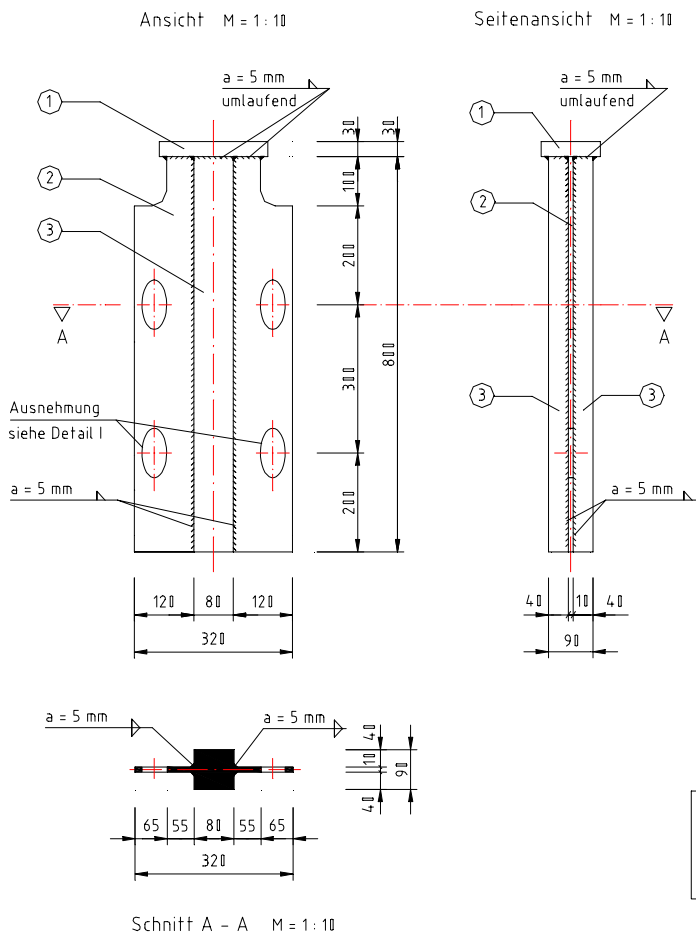
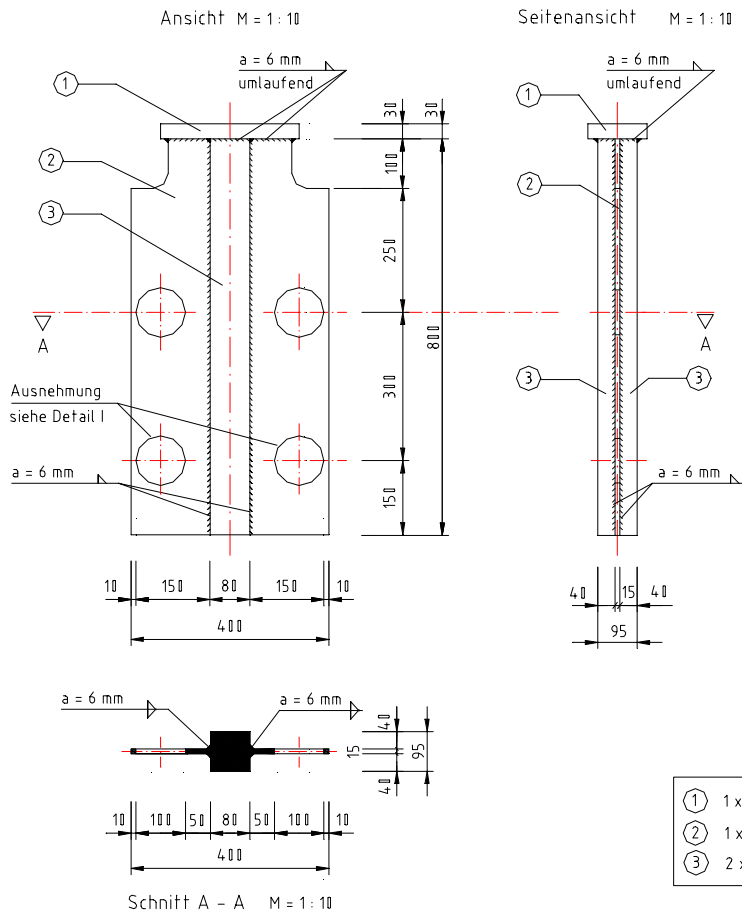


Achtung: Für die Bleche/Körper sind nur sehr geringe Verformungen und Verwindungen zulässig!  
Toleranzmaß 1 mm

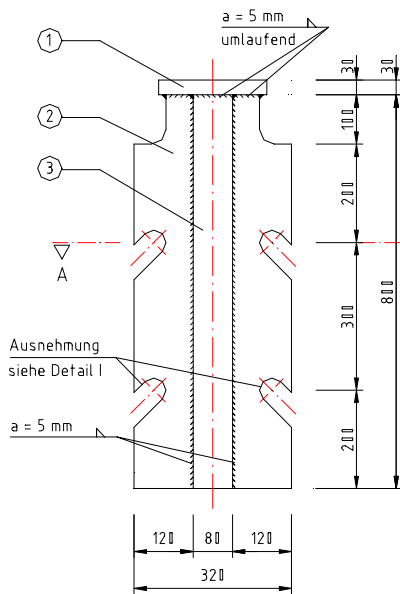
Baustoffe: Stahl S 355 J2G3 linkl. Schweißnähtel  
Anzahl: 2 Stück  
alle Trennschritte per Computer oder Schablone

- ① 1 x Bl. 30 x 140 x 250 mm
- ② 1 x Bl. 15 x 380 x 800 mm
- ③ 2 x Bl. 40 x 80 x 800 mm

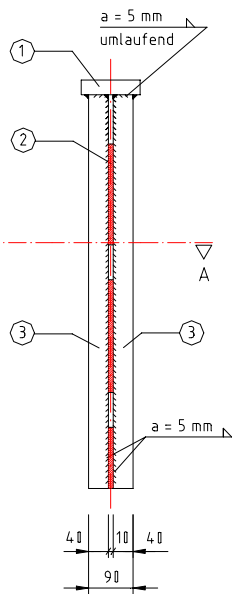
Universität der Bundeswehr München Inst. für Konstruktiven Ingenieurbau - Stahlbau -			
M = 1:10, 1:2		Verbundversuche	
Datum	Name	Stahlteile: K	
22.04.99	Zapfe	Serien: SD4 SD8 SD11 SD12 ED2	
		Plan-Nr.: S 4	



Ansicht M = 1 : 10

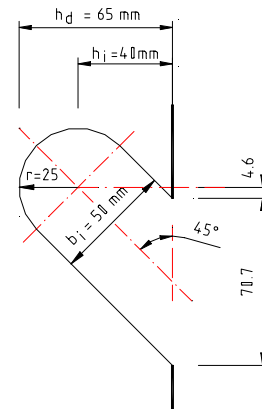


Seitenansicht M = 1 : 10



### Detail I

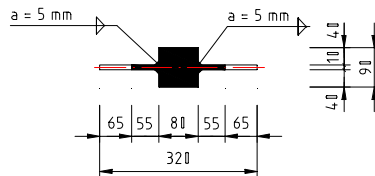
|Ausnahmen| M = 1 : 2



Achtung: Für die Bleche/Körper sind nur sehr geringe Verformungen und Verwindungen zulässig!  
Toleranzmaß 1 mm  
alle Trennschritte per Computer oder Schablone

Baustoffe: Stahl S 355 J2G3 inkl. Schweißnähte

Anzahl: 5 Stück

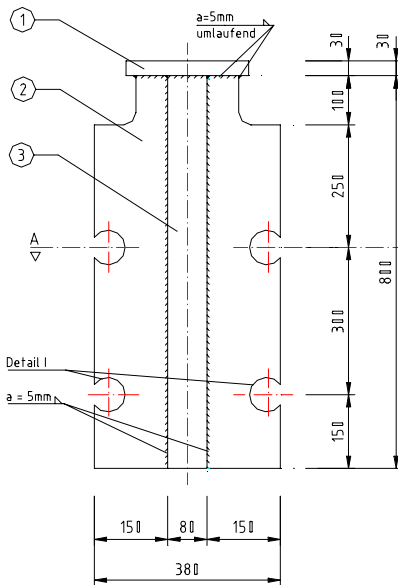


Schnitt A - A    M = 1 : 10

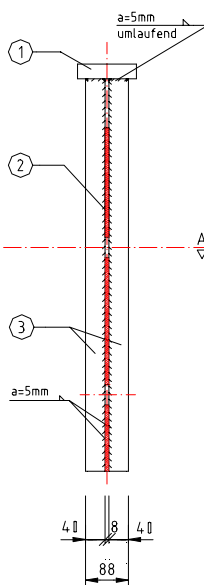
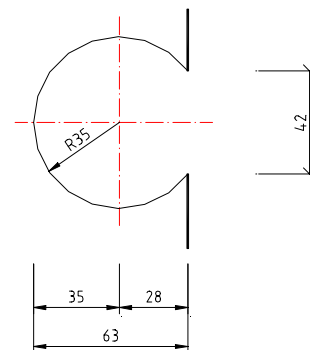
- ① 1 x Bl. 30 x 120 x 250 mm
- ② 1 x Bl. 10 x 320 x 800 mm
- ③ 2 x Bl. 40 x 80 x 800 mm

Universität der Bundeswehr München Inst. für Konstruktiven Ingenieurbau - Stahlbau -		
M = 1 : 10		Verbundversuche
Datum	Name	Push-Out-Tests
25.16.98	Zapfe	Serien: SD 6 ED2 SD 7
		Plan-Nr.: S7

Ansicht M = 1 : 10



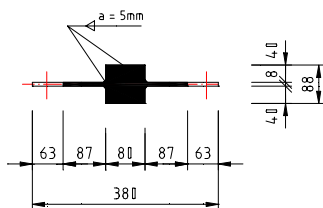
Seitenansicht M = 1 : 10

Detail I | Ausnehmung |  $M = 1:2$ 

Achtung: Für die Bleche/Körper sind nur sehr geringe Verformungen u. Verwindungen zulässig lgem. DLIN 7168 Teil 2, Toleranzklasse T1  
alle Trennschnitte per Computer oder Schablone

Baustoffe: Stahl S 355 J2G3 inkl. Schweißnähte

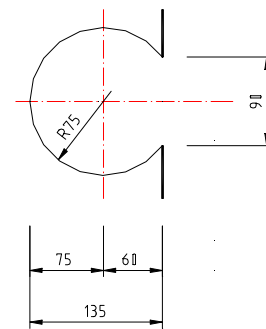
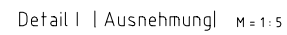
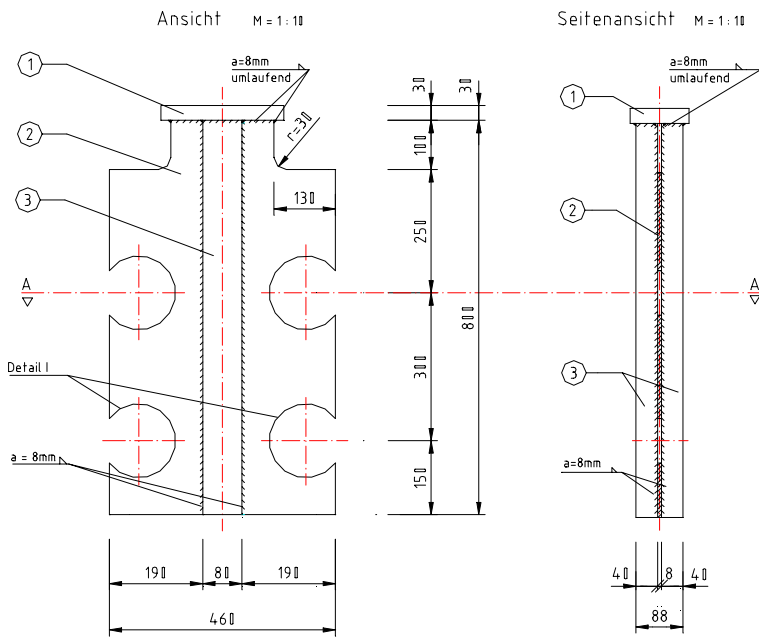
Anzahl: 3 Stück



Schnitt A-A M = 1 : 10

1	1xBl. 30x120x250 mm
2	1xBl. 8x380x800 mm
3	2xBl. 40x80x800 mm

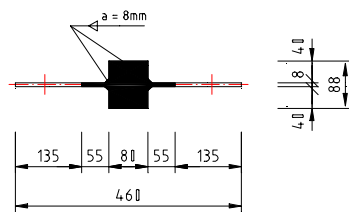
Universität der Bundeswehr München Inst. für Konstruktiven Ingenieurbau - Stahlbau -	
M = 1:10, 1:2	
Verbundversuche	
Datum	Name
17.11.99	Zapfe
	Stahlteile R Serie: SD 9
	Platz Nr.: S 8



Achtung: Für die Bleche/Körper sind nur sehr geringe Verformungen u. Verwindungen zulässig (gem. DIN 7168 Teil 2, Toleranzklasse T1)  
alle Trennschnitte per Computer oder Schablone

Baustoffe: Stahl S 355 J2G3 inkl. Schweißnähte

Anzahl: 3 Stück

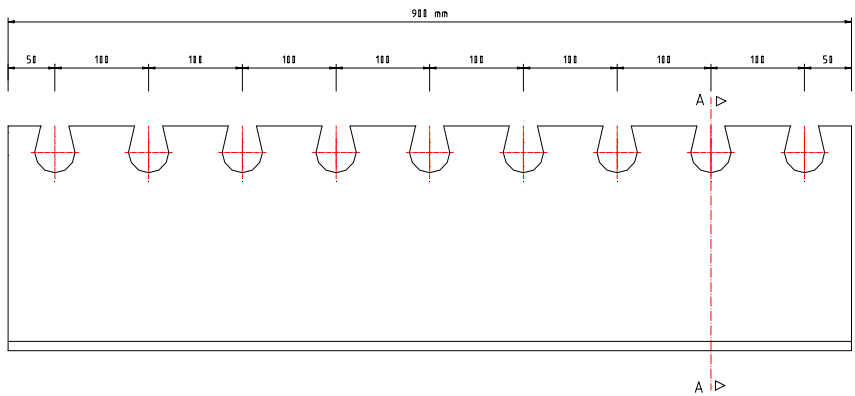


Schnitt A-A M = 1 : 10

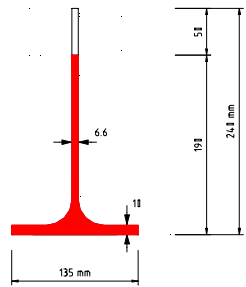
- ① 1xBl. 30x120x250 mm
- ② 1xBl. 16x460x800 mm
- ③ 2xBl. 40x80x800 mm

Universität der Bundeswehr München Inst. für Konstruktiven Ingenieurbau – Stahlbau –		
M = 1 : 10, 1 : 5		Verbundversuche  Stahlteile R 75 Serie: SD 10
Datum	Name	
01.12.99	Zapfe	
		Plan-Nr.: S 9

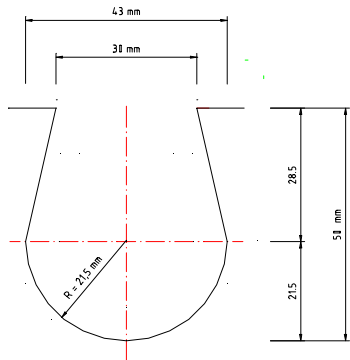
Ansicht M = 1:5



Schnitt A-A  
M = 1:5



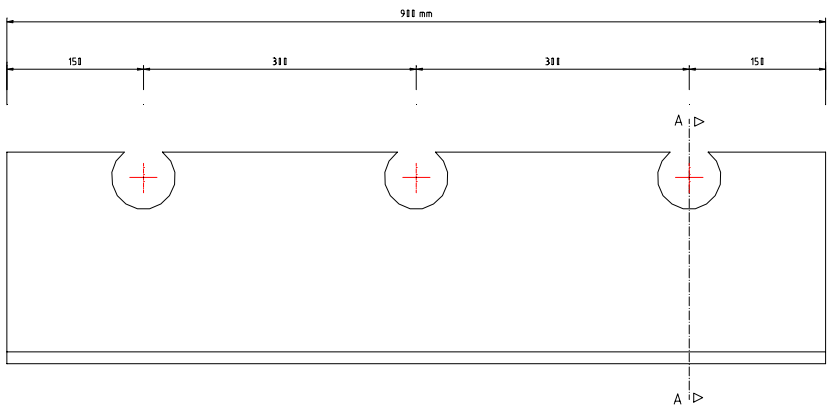
Detail II  
M = 1:10  
[Ausnehmung]



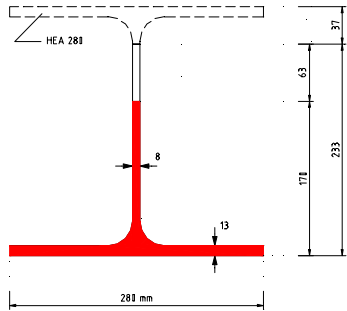
Baustoffe: Baustahl S 235 J2G3  
Achtung: Für die Bleche/Ausnehmungen sind nur sehr geringe Verformungen und Verwindungen zulässig. Toleranzen gem. DIN 7168 Teil 2 Toleranzklasse T

Universität der Bundeswehr München Inst. für Konstruktiven Ingenieurbau - Stahlbau -		
M = 1:5, 1:10		Ausstanzversuch
Datum	Name	Versuchskörper
18.02.2010	Zapfe	TA1: 1 - 4
		Plan-Nr.: S 10

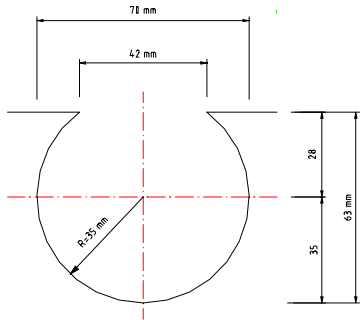
Ansicht M = 1:5



Schnitt A-A  
M = 1:5

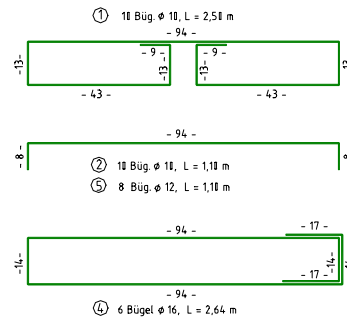
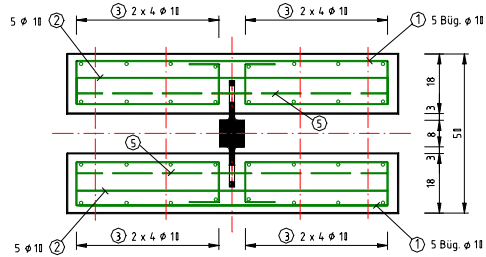
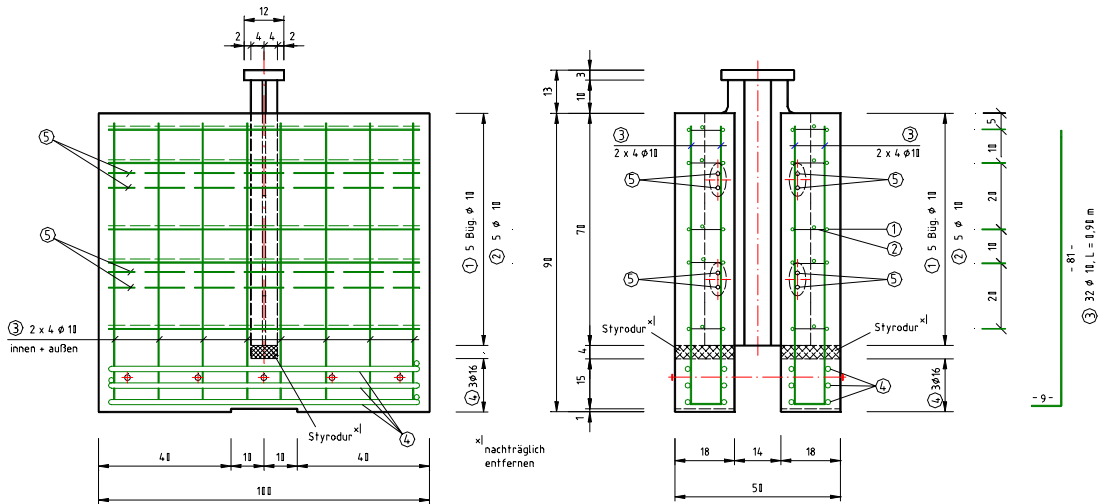


Detail II M = 1:10  
[Ausnehmung]



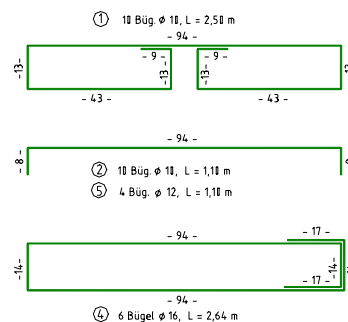
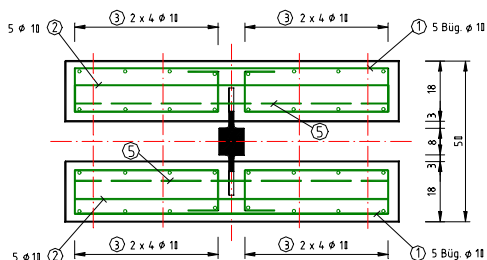
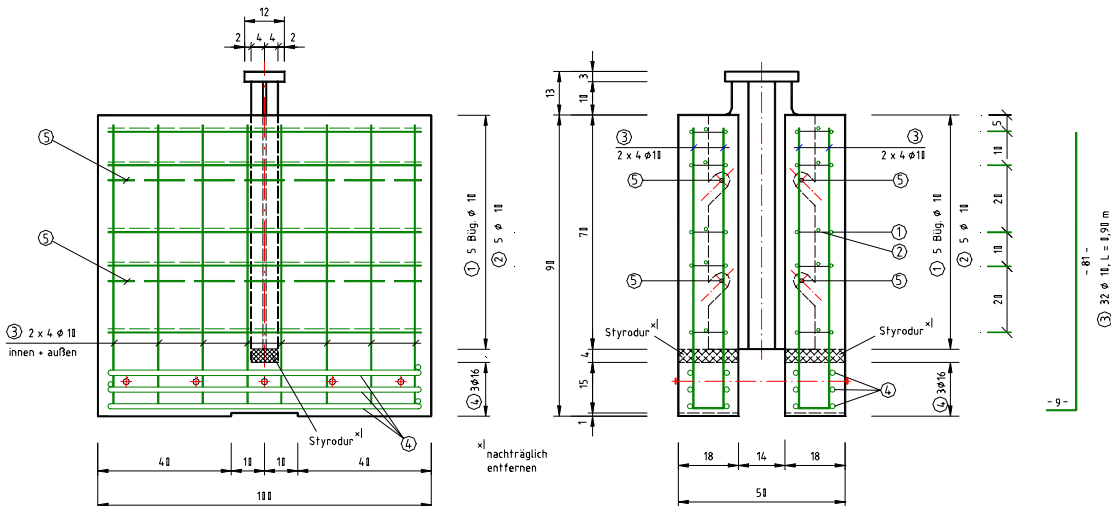
Baustoffe: Baustahl S 235 J2G3  
Achtung: Für die Bleche/Ausnehmungen sind nur sehr geringe Verformungen und Verwindungen zulässig. Toleranzen gem. DIN 7168 Teil 2, Toleranzklasse T

Universität der Bundeswehr München Inst. für Konstruktiven Ingenieurbau - Stahlbau -		
M = 1:5, 1:50		Ausstanzversuch
Datum	Name	Versuchskörper
04.02.2010	Zapfe	TA2: 1 - 4
		Plan-Nr.: S 11



Baustoffe: Baustahl S 355 J2G3  
Beton C 31/37  
BST 511 S  
Befondeckung unter dem Dübelfuß 25 mm  
Stahlteile siehe Plan S 6

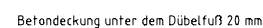
Datum		Name		Verbundversuche Push-Out-Tests	
87.09.98		Zapfe		Serie SD 5 Körper-Nr.: KE 1 - KE 5	
				Plan-Nr.: BZ - 1	



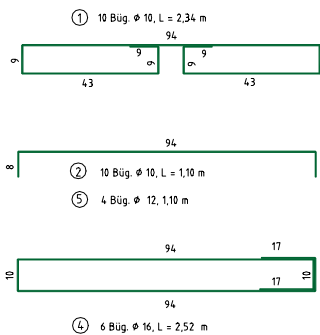
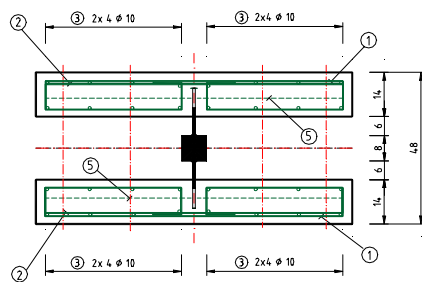
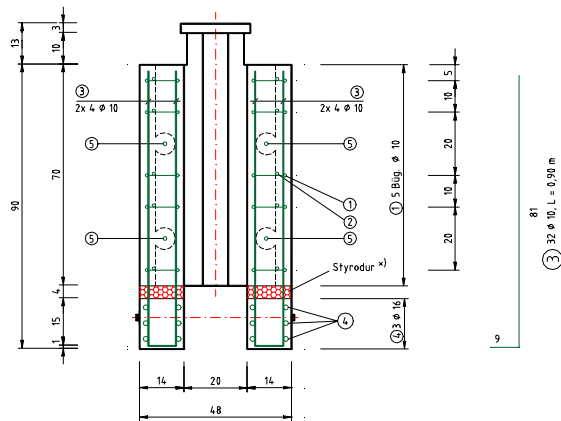
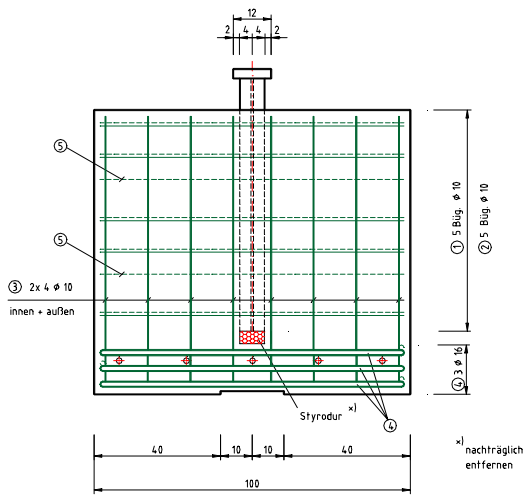
Baustoffe: Baustahl S 355 J2G3  
Beton C 35/45  
Betonstahl B 501 S  
Befondeckung unter dem Dübelfuß 25 mm  
Stahlteile siehe Plan S 7

Datum		Name		Verbundversuche Push-Out-Tests	
87.09.98		Zapfe		Serie SD 6 Körper-Nr.: KA 1 - KA 5	
				Plan-Nr.: BZ - 2	





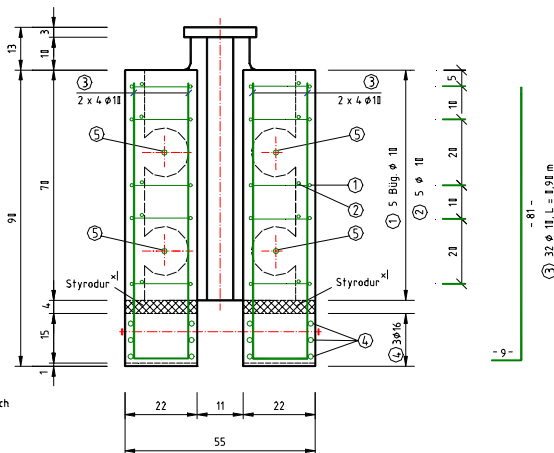
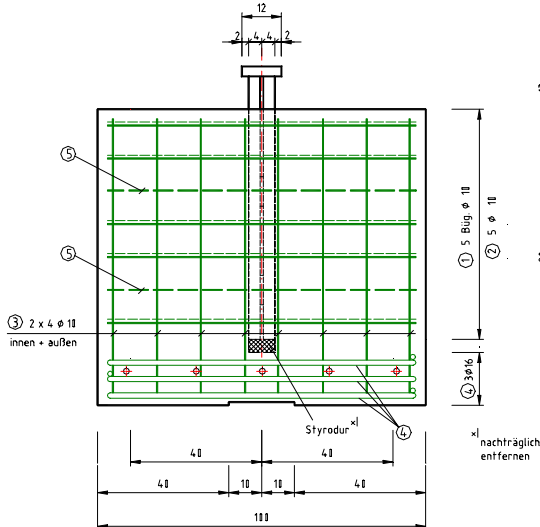
Stahlteile siehe Plan S 7



Baustoffe:	Baustahl	S 355 J2G3
	Beton	C 20/25
	Betonstahl	B 500 S

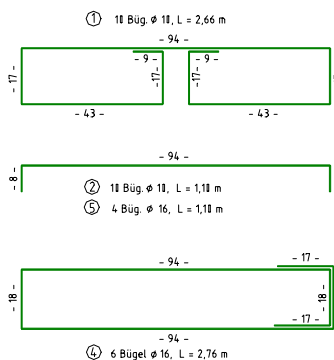
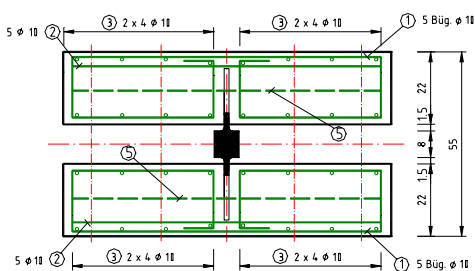
Betondeckung unter dem Dübelfuß 30 mm  
Stahlteile siehe Plan S 8

Universität der Bundeswehr München		Push-Out-Versuche "Befondübel"
Inst. für Konstruktiven Ingenieurbau		
- Sahlbau -		
Datum	Name	
17.05.99	Zapfe	
		Serie SD 8
		Körper-Nr. B1 - B3 R1 - R3
		Plan-Nr. BZ - 5



Betondübelbewehrung Pos. ⑤			
Serie	Körper	Bewehrung	Pos.
SD 10	B1 - B3	1 $\varnothing$ 16	⑤

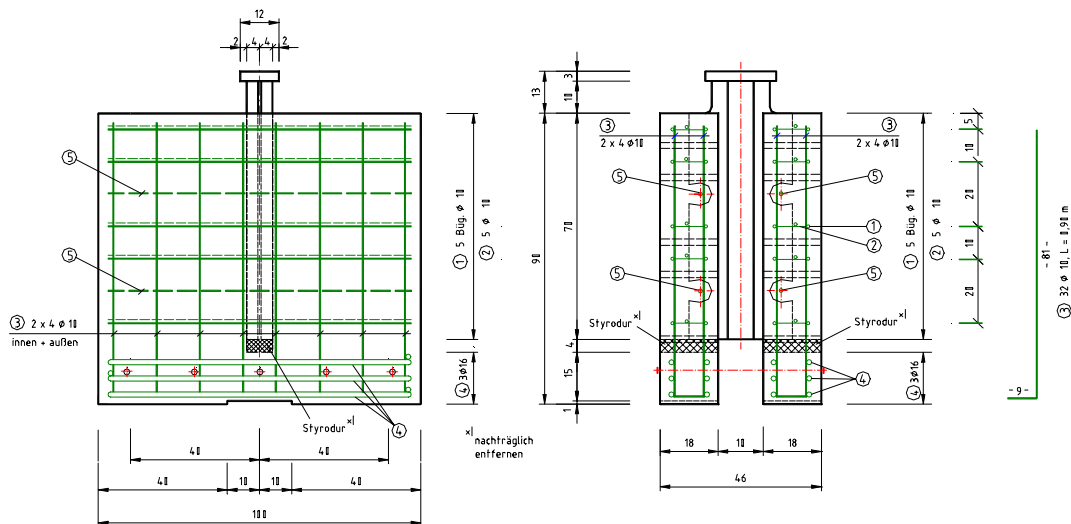
Stahlteile		
Serie	Plan-Nr.	Körper
SD11	S9	B1 - B3



Baustoffe: Baustahl	S 355 J2G3
Beton	C 20/25
Betonstahl	B 500 S

Betondeckung unter dem Dübelfuß 41 mm

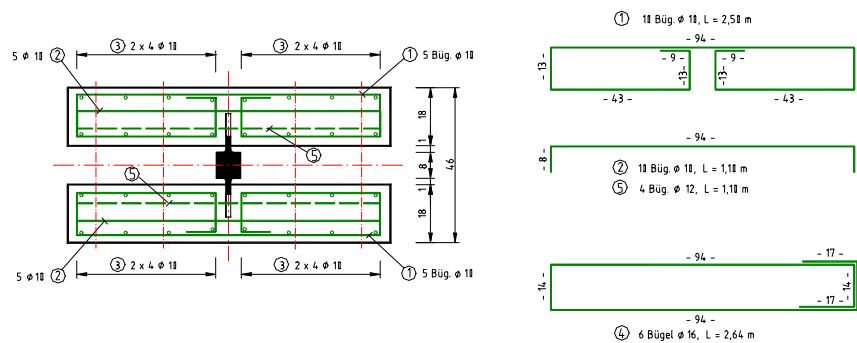
Universität der Bundeswehr München	
Inst. für Konstruktiven Ingenieurbau	
- Stahlbau -	
Push-Out-Versuche	
"Betondübel"	
Datum	Name
21.09.99	Zapfe
Serie SD 10	
Körper-Nr.: B1 - B3	
R1 - R3	
Plan-Nr.: R7 - 7	



Betondübelbewehrung Pos. ⑤			
Serie	Körper	Bewehrung	Pos.
SD 8	P1 - P2	1 Ø 12	⑤
SD 8	K1	1 Ø 12	⑤

pro Dübel

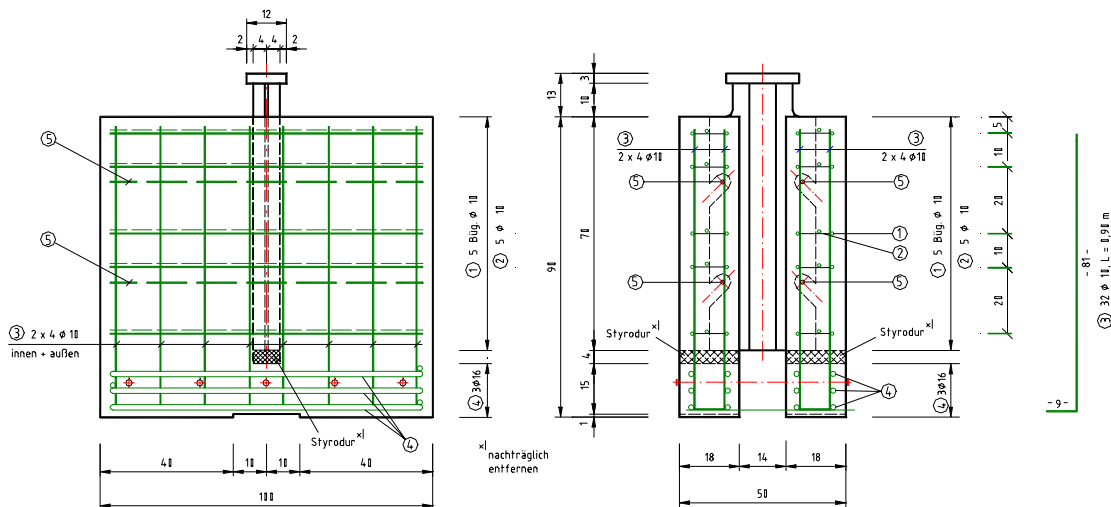
Stahlteile		
Serie	Plan-Nr.	Körper
SD 8	S4	K1
SD 8	S5	P1 - P2



Baustoffe: Baustahl S 355 J2G3  
Beton C 31/37  
Betonstahl B 500 S

Betondeckung über dem Dübelfuß 40 mm

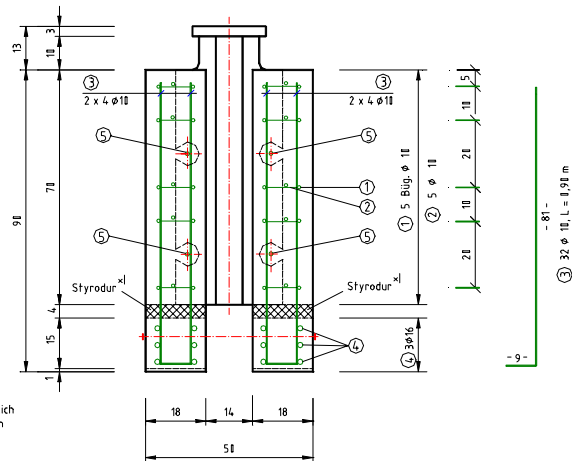
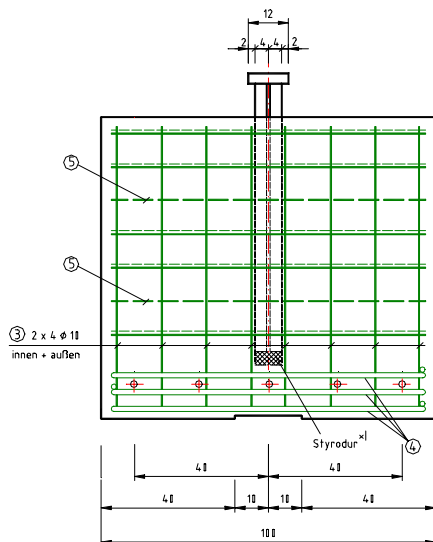
Universität der Bundeswehr München Inst. für Konstruktiven Ingenieurbau - Stahlbau -		
Datum	Name	Push-Out-Versuche "Betondübel"
22.04.99	Zapfe	Serie SD 8 Körper-Nr.: K1 P1; P2
		Plan-Nr.: BZ - 8



Baustoffe: Baustahl S 355 J2G3  
Beton C 21/25  
Betonstahl B 500 S

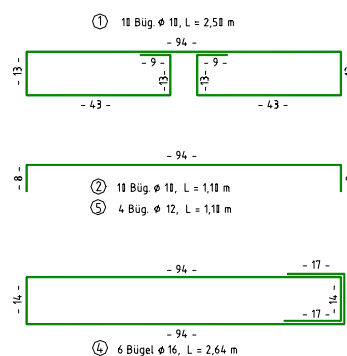
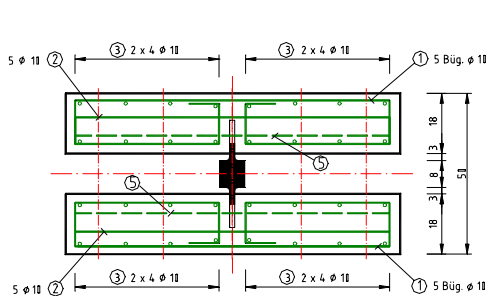
Betondeckung unter dem Dübelfuß 25 mm  
Stahlteile siehe Plan S 7

Universität der Bundeswehr München Inst. für Konstruktiven Ingenieurbau - Stahlbau -		
Datum	Name	Verbundversuche Push-Out-Tests
21.12.1999	Zapfe	Serie ED2 Körper-Nr.: KA 1 - KA 2
		Plan-Nr.: BZ - 9



Betondübelbewehrung Pos. ⑤			
Serie	Körper	Bewehrung	Pos.
ED 2	K1 - K2	1 $\phi$ 12	⑤

Stahlteile		
Serie	Plan-Nr.	Körper
ED 2	S2	K1 - K2

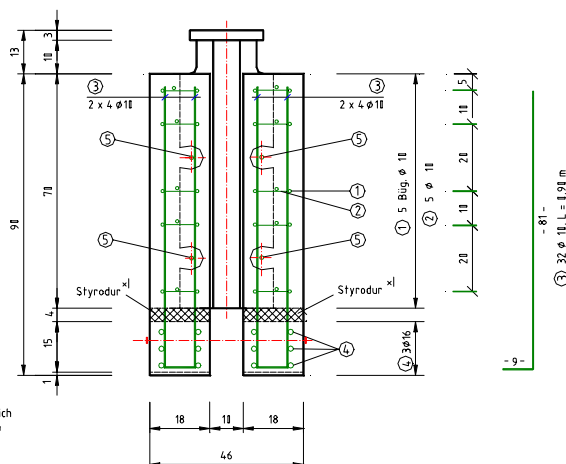
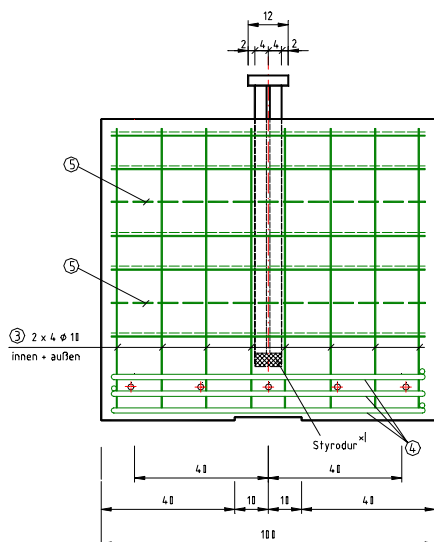


Baustoffe: Baustahl S 355 J2G3  
Beton C 20/25  
Betonstahl B 500 S

Betondeckung unter dem Dübelfuß 25 mm

Universität der Bundeswehr München  
Inst. für Konstruktiven Ingenieurbau  
- Stahlbau -

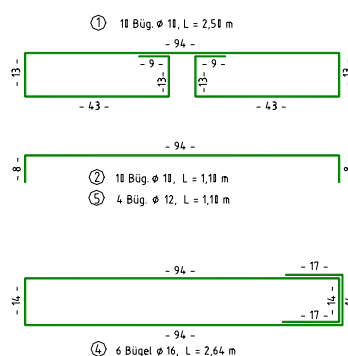
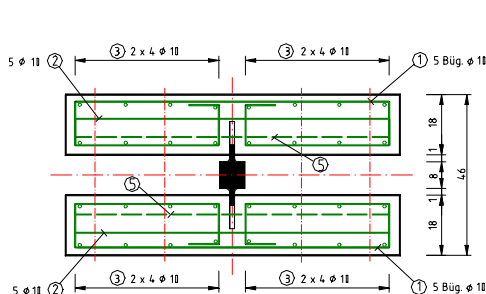
		Push-Out-Versuche
		"Betondübel"
Datum	Name	Serie ED 2
21.12.99	Zapfe	Körper-Nr.: K1 - K2
		Plan-Nr.: BZ - 10



Befundübelbewehrung Pos. ⑤			
Serie	Körper	Bewehrung	Pos.
SD 11	P1	1 $\phi$ 12	⑤
SD 11	K1	1 $\phi$ 12	⑤

pro Dübel

Stahlteile		
Serie	Plan-Nr.	Körper
SD 11	S1	K1
SD 11	S3	P1

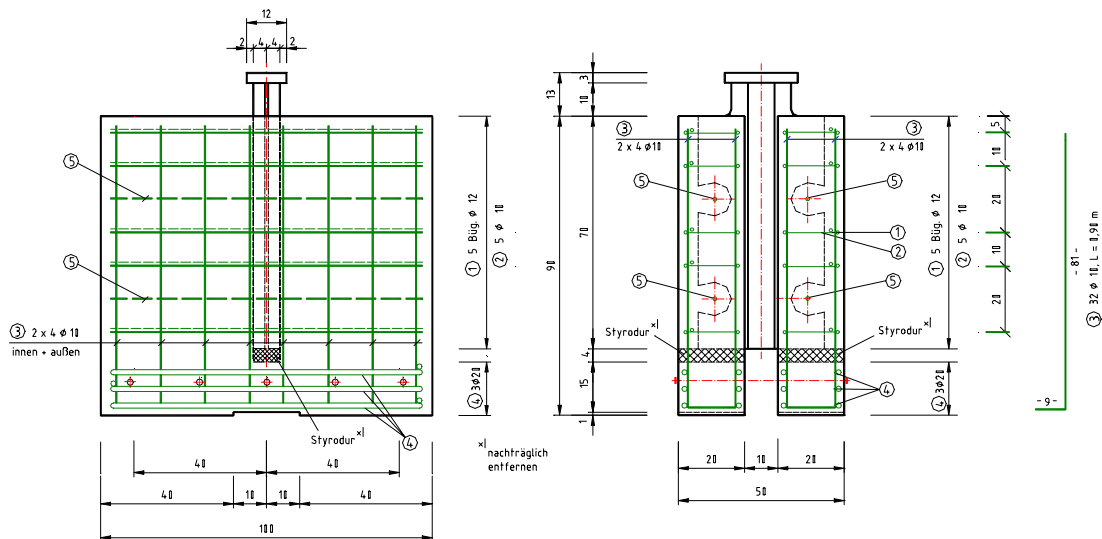


Baustoffe: Baustahl	St 52-3
Beton	LC 30/37
Betonstahl	B 500 S

Betondeckung unter dem Dübelfuss 30 mm

Universität der Bundeswehr München  
Inst. für Konstruktiven Ingenieurbau  
- Stahlbau -

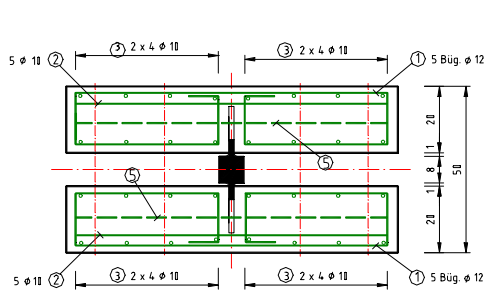
		Push-Out-Versuche "Betondübel" Serie SD 11 Körper-Nr.: K1 P1 Plan-Nr.: RZ - 11 a
Datum	Name	
12.02.2000	Zapfe	



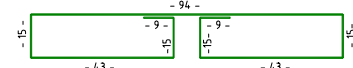
Befondübelbewehrung Pos. ⑤			
Serie	Körper	Bewehrung	Pos.
SD 11	P2	1 $\phi$ 16	⑤
SD 11	K2	1 $\phi$ 16	⑤

pro Dübel

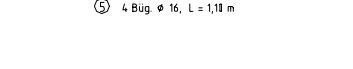
Stahlteile		
Serie	Plan-Nr.	Körper
SD 11	S4	K2
SD 11	S5	P2



① 18 Büg.  $\phi$  12, L = 2,58 m



② 18 Büg.  $\phi$  10, L = 1,10 m



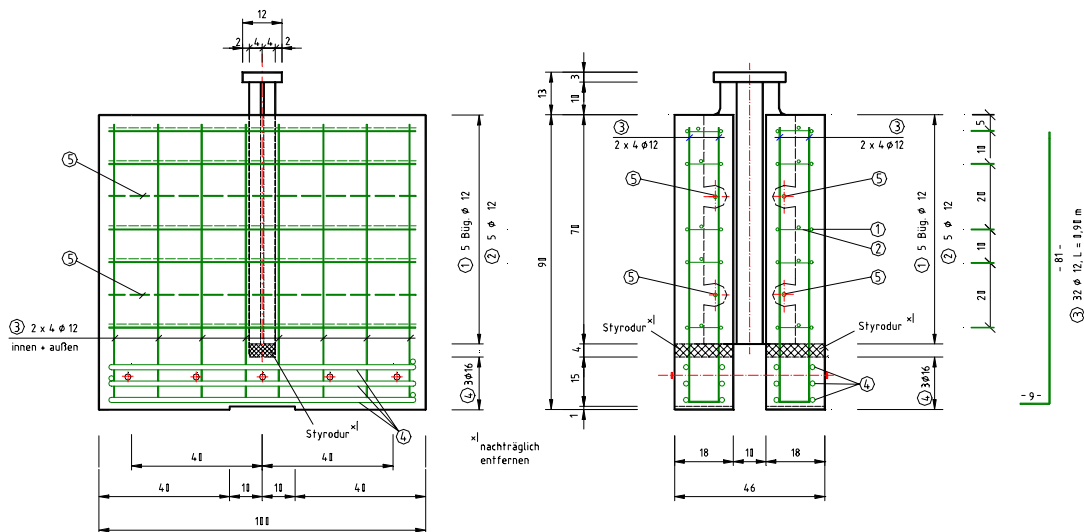
④ 6 Bügel  $\phi$  20, L = 2,71 m



Baustoffe: Baustahl S 355 J2G3  
Beton LC 30/33  
Betonstahl B 500 S

Befonddeckung unter dem Dübelfuss 40 mm

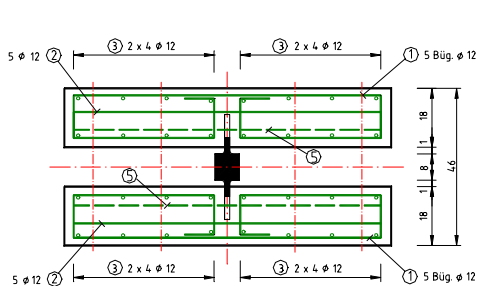
Universität der Bundeswehr München Inst. für Konstruktiven Ingenieurbau - Stahlbau -		
Push-Out-Versuche "Befondübel"		Plan-Nr.: BZ - 11 b
Datum	Name	
03.01.2011	Zapfe	



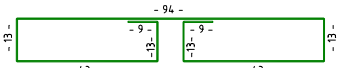
Befondübelbewehrung Pos. ⑤			
Serie	Körper	Bewehrung	Pos.
SD 12	P1	1 $\phi$ 16	⑤
SD 12	K1	1 $\phi$ 16	⑤

pro Dübel

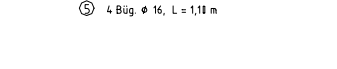
Stahlteile		
Serie	Plan-Nr.	Körper
SD 12	S1	K1
SD 12	S3	P1



① 18 Büg.  $\phi$  12, L = 2,58 m



② 18 Büg.  $\phi$  12, L = 1,10 m



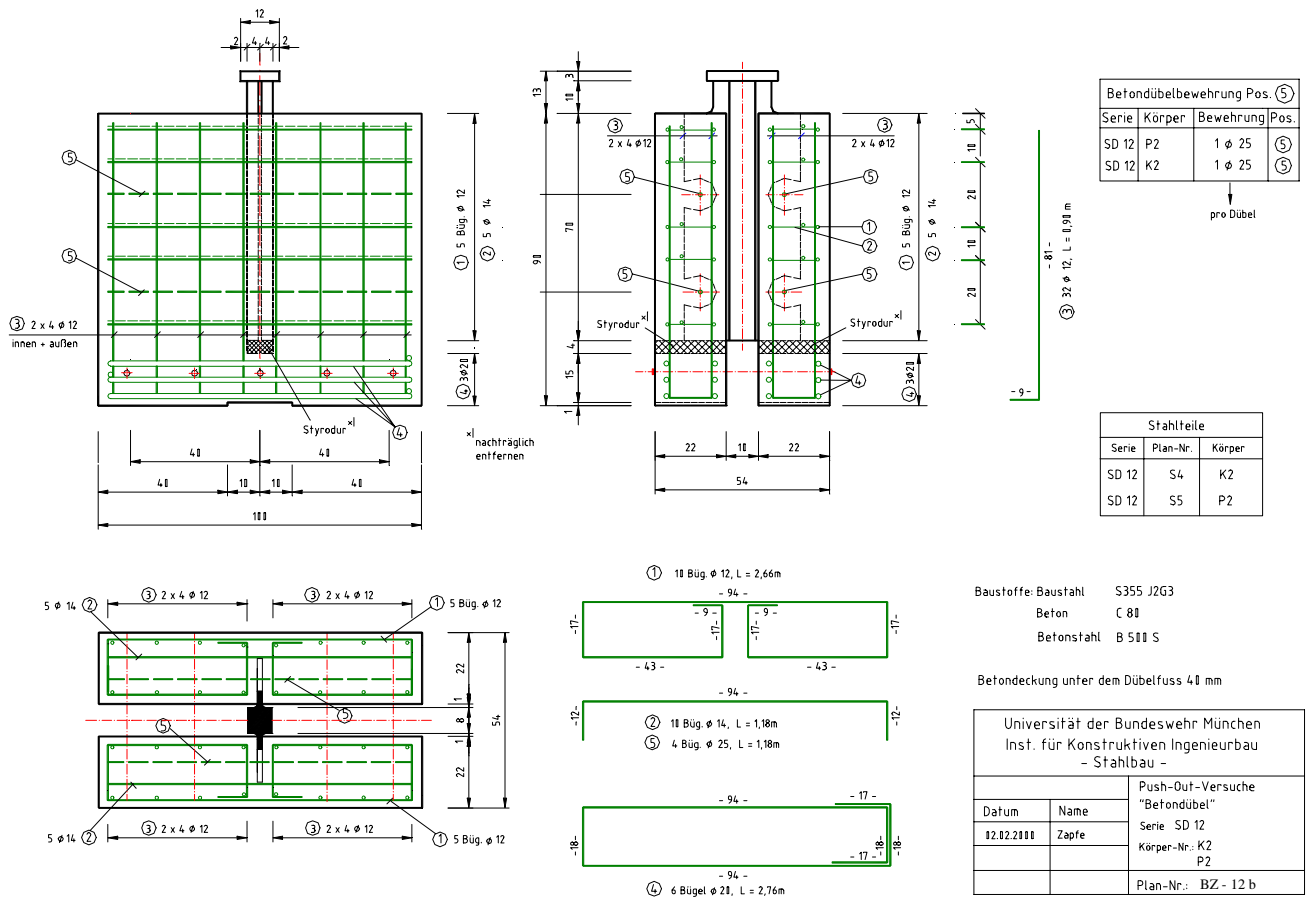
④ 6 Bügel  $\phi$  16, L = 2,64 m

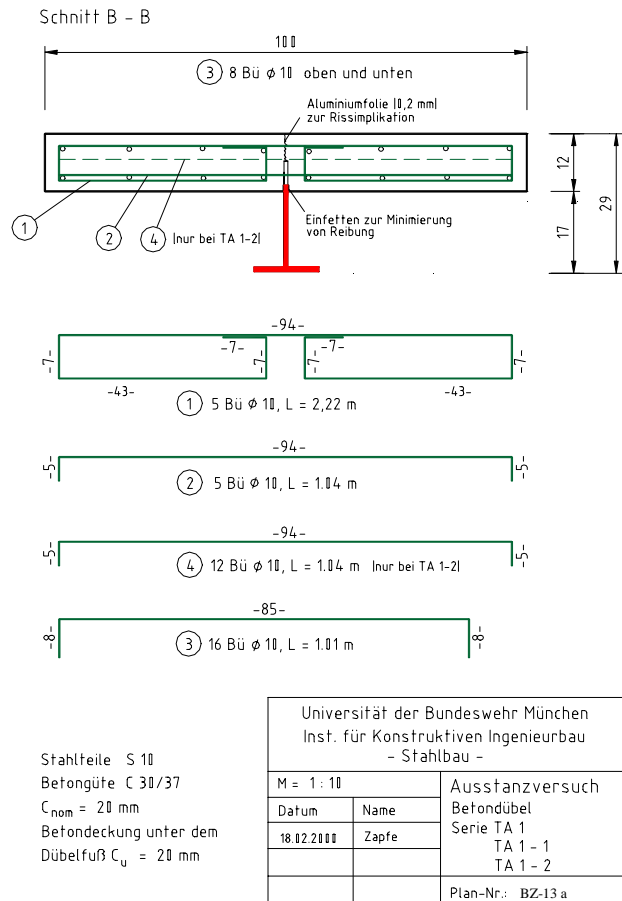
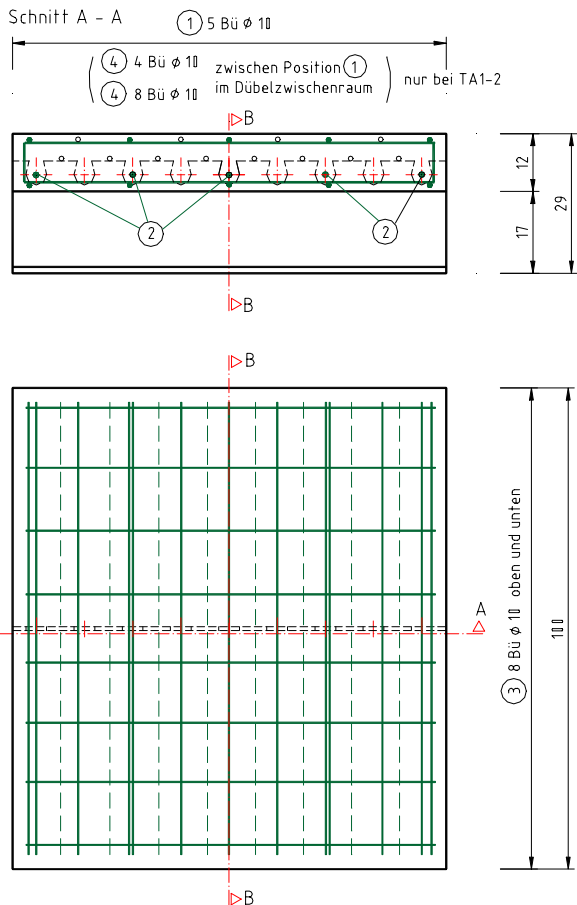


Baustoffe: Baustahl S355 J2G3  
Beton C 80  
Betonstahl B 500 S

Befonddeckung unter dem Dübelfuss 30 mm

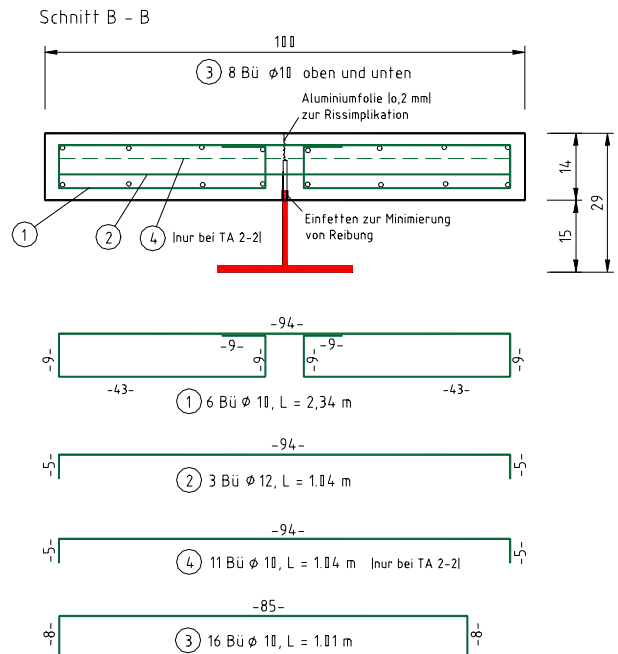
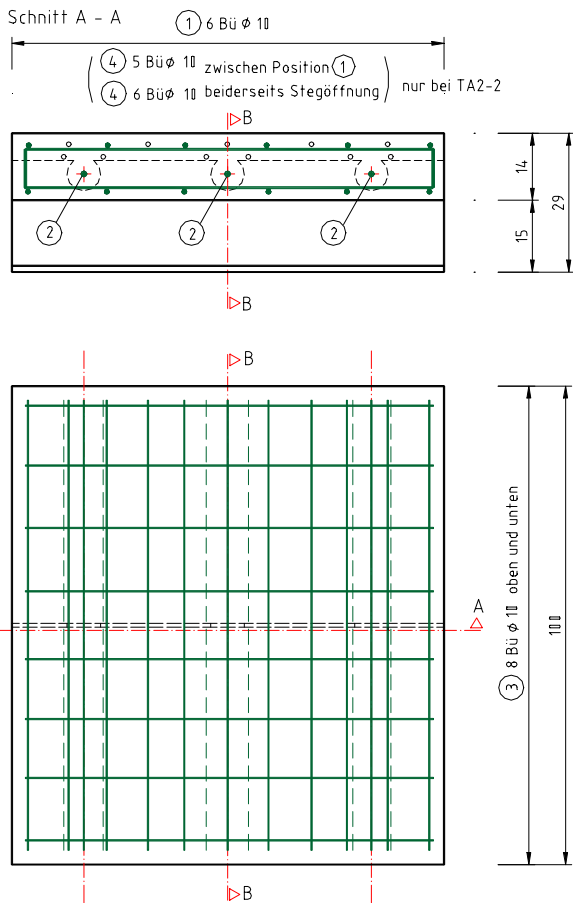
Universität der Bundeswehr München Inst. für Konstruktiven Ingenieurbau - Stahlbau -		
Push-Out-Versuche "Befondübel"		Plan-Nr.: BZ - 12 a
Datum	Name	
02.02.2011	Zapfe	





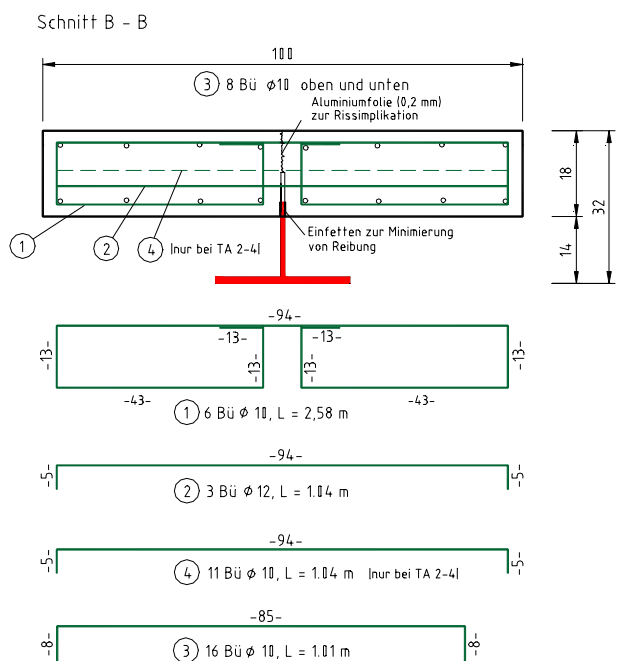
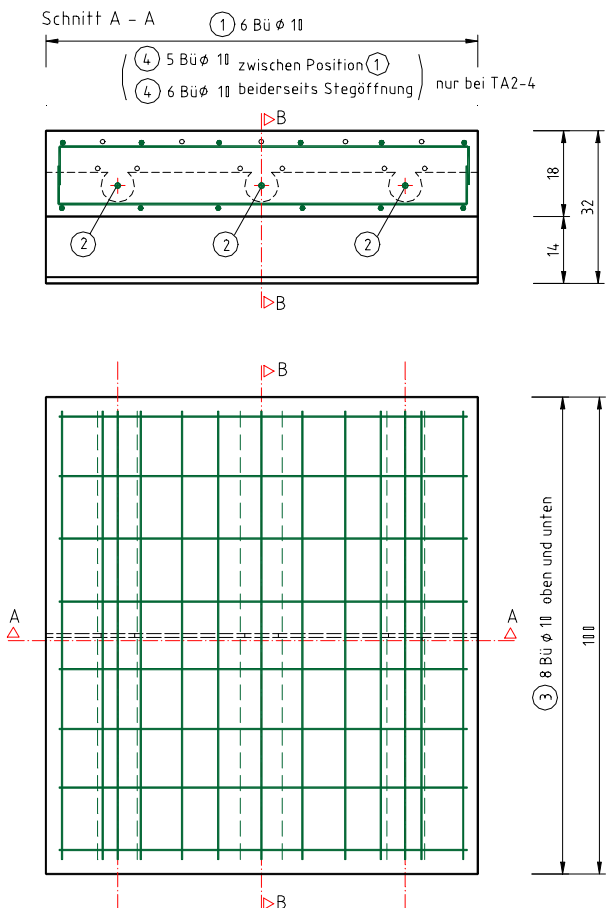


# Fertigungspläne der Versuchskörper



Stahlteile S 11  
Befongüte C 30/37  
 $C_{nom} = 20$  mm  
Befondeckung unter dem  
Dübelfuß  $C_u = 20$  mm

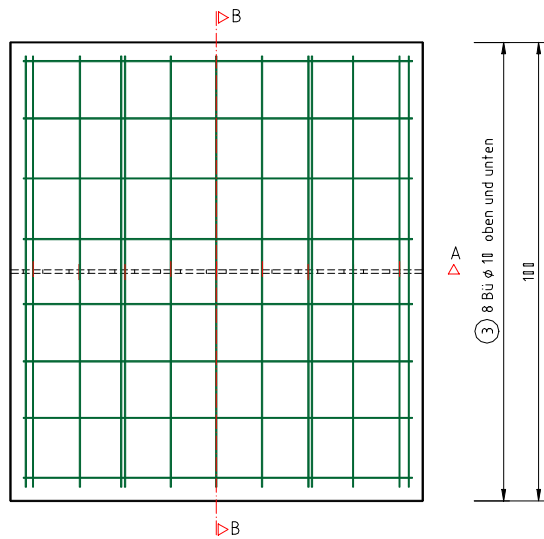
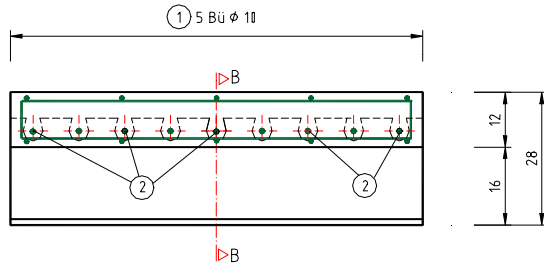
Universität der Bundeswehr München Inst. für Konstruktiven Ingenieurbau - Stahlbau -		
M = 1:10		Ausstanzversuch
Datum	Name	Befondübel
11.02.2010	Zapfe	Serie TA 2
		TA 2 - 1
		TA 2 - 2
		Plan-Nr.: BZ-14 a



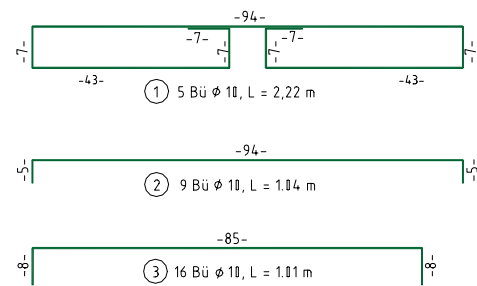
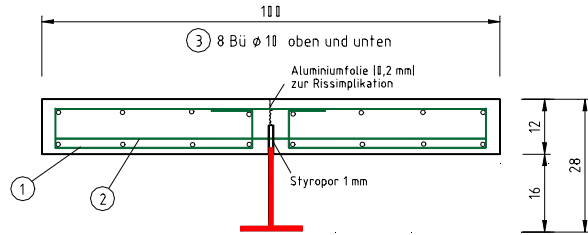
Stahlteile S 11  
Befongüte C 30/37  
 $C_{nom} = 20$  mm  
Befondeckung unter dem  
Dübelfuß  $C_u = 30$  mm

Universität der Bundeswehr München Inst. für Konstruktiven Ingenieurbau - Stahlbau -		
M = 1:10		Ausstanzversuch
Datum	Name	Befondübel
11.02.2010	Zapfe	Serie TA 2
		TA 2 - 3
		TA 2 - 4
		Plan-Nr.: BZ-14 b

Schnitt A - A



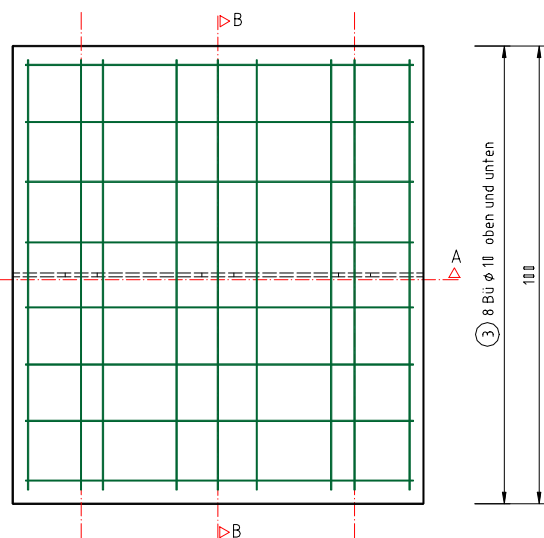
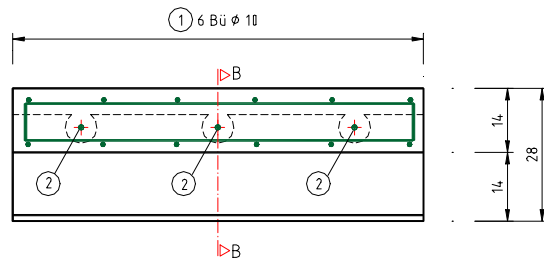
Schnitt B - B



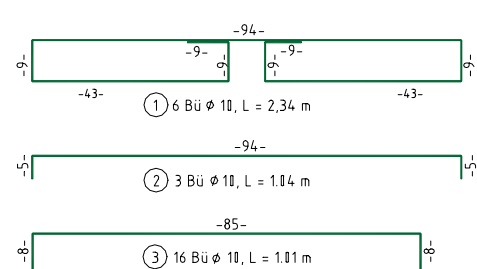
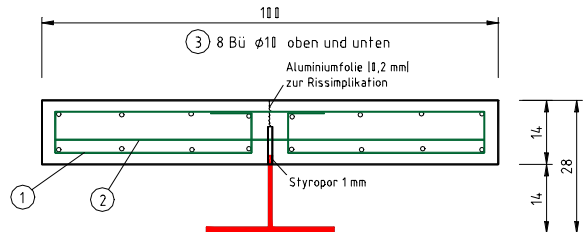
Universität der Bundeswehr München Inst. für Konstruktiven Ingenieurbau - Stahlbau -		
M = 1 : 10	Ausstanzversuch	
Datum	Name	Betondübel
12.07.2000	Zapfe	Serie TA 1 - 5
		Plan-Nr.: BZ-15 a

Stahlteile S 10  
Betongüte C 30/37  
 $C_{nom} = 20 \text{ mm}$   
Betondeckung unter dem  
Dübelfuß  $C_u = 30 \text{ mm}$

Schnitt A - A



Schnitt B - B



Universität der Bundeswehr München Inst. für Konstruktiven Ingenieurbau - Stahlbau -		
M = 1 : 10	Ausstanzversuch	
Datum	Name	Betondübel
12.07.2000	Zapfe	Serie TA 2 - 5
		Plan-Nr.: BZ-16 a

Stahlteile S 11  
Betongüte C 30/37  
 $C_{nom} = 20 \text{ mm}$   
Betondeckung unter dem  
Dübelfuß  $C_u = 40 \text{ mm}$



## **Anhang B: Statistische Auswertung**

- Betondübelmodell (ertragbare Teilflächenpressung)	182
- Ausstanzkriterium	184
- Abscherkriterium	186

## Statistische Auswertung der Tragfähigkeit nach EC 3, Anhang Z

Betondübelmodell:  $P_{t1}$ 

	Bez.	$P_e$ [kN]	$P_t$ [kN]	$b_i = P_e/P_t$	$d_i^* = \ln(b_i/b_m)$	$(\delta_i^* - \delta_m^*)^2$	$P_{Rk2}$	$P_{Rkn2}$	$P_{Rkn}/P_e$	$P_{Rd}$	$P_{Rk}/P_e$
1	SD1-K8	163.30	159.55	1.02350	0.0232	0.0006	127.30	113.95	0.70	101.32	0.78
4	SD9-R1	275.00	264.76	1.03868	0.0379	0.0015	211.24	194.12	0.71	168.14	0.77
5	SD9-R2	260.00	264.76	0.98202	-0.0181	0.0003	211.24	194.12	0.75	168.14	0.81
6	SD9-R3	287.50	264.76	1.08589	0.0824	0.0070	211.24	194.12	0.68	168.14	0.73
7	SD10-R1	457.80	497.59	0.92003	-0.0834	0.0067	397.01	356.18	0.78	316.00	0.87
8	SD10-R2	488.25	497.59	0.98122	-0.0190	0.0003	397.01	356.18	0.73	316.00	0.81
9	SD10-R3	482.00	497.59	0.96866	-0.0318	0.0009	397.01	356.18	0.74	316.00	0.82

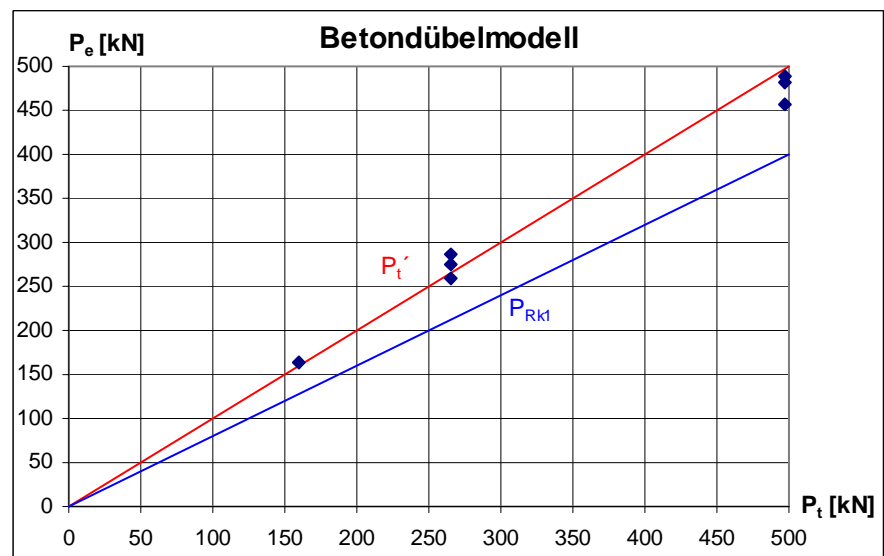
n =	7
$s_{\delta^*} =$	0.0539
$V_{\delta^*} =$	0.0539
$V_{rt} =$	0.1147
$V_r =$	0.1267
$Q_{rt} =$	0.1144
$Q_{\delta} =$	0.0538
$Q =$	0.1262
$\alpha_{rt} =$	0.9059
$\alpha_{\delta} =$	0.4264
$r_k =$	0.7979
$r_d =$	0.6351
$\gamma_R =$	1.2564

$f_k =$	77.8670
$k_c =$	0.9059
$\gamma_R^* =$	1.1381
$f_k^* =$	85.5227

$f_{m1} =$	66.1869
$f_{k1} =$	72.6943

Mittelwerte		$\Sigma(\delta_i^* - \delta_m^*)^2$	$r_k$	$r_n$	$\gamma_R$	$r_d$	$f_d$
1.00000	-0.001245	0.017408	0.7979	0.7246	1.2564	0.6351	0.7998

Varianzen [%]		Gewicht
$V_{fc}$	19.45	0.5
$V_{hdow}$	2	1
$V_{tw}$	2	1
$V_{\delta}$	0.05390235	1



## Statistische Auswertung der Tragfähigkeit nach EC 3, Anhang Z

Ausstanzkriterium:  $P_{t2}$ 

	Bez.	$P_e$ [kN]	$P_t$ [kN]	$b_i = P_e/P_t$	$d_i^* = \ln(b_i/b_m)$	$(\delta_i^* - \delta_m^*)^2$	$P_{Rt1}$	$P_{Rkn1}$	$P_{Rkn}/P_e$	$P_{Rd}$	$P_{Rk}/P_e$
1	VK1	625.14	643.372	0.971661	-0.0288	0.0007	455.21	309.99	0.50	344.53	0.73
2	VK 2	562.78	561.058	1.003069	0.0031	0.0000	396.97	264.51	0.47	300.45	0.71
3	SD1-K2	277.5	265.957	1.043404	0.0425	0.0020	188.17	118.72	0.43	142.42	0.68
4	SD1-K4	300.0	346.891	0.864825	-0.1452	0.0205	245.44	139.98	0.47	185.76	0.82
5	SD1-K5	296.1	337.938	0.876196	-0.1322	0.0169	239.10	137.63	0.46	180.97	0.81
6	SD1-K1B	233.8	243.59	0.959809	-0.0410	0.0015	172.35	107.29	0.46	130.44	0.74
7	SD1-K2B	256.0	243.59	1.050946	0.0497	0.0027	172.35	107.29	0.42	130.44	0.67
8	SD1-K5B	281.0	313.002	0.897758	-0.1079	0.0112	221.46	125.15	0.45	167.61	0.79
9	SD1-K6	229.8	238.984	0.961570	-0.0392	0.0014	169.09	106.68	0.46	127.98	0.74
10	SD1-K7	245.2	238.984	1.026009	0.0257	0.0008	169.09	106.68	0.44	127.98	0.69
11	SD1-P1	253.3	241.107	1.050569	0.0493	0.0026	170.59	107.45	0.42	129.11	0.67
12	SD1-P2	262.8	241.107	1.089971	0.0861	0.0078	170.59	107.45	0.41	129.11	0.65
13	SD1-P3	289.6	281.404	1.029125	0.0287	0.0009	199.10	118.01	0.41	150.69	0.69
14	SD1-P4	283.9	321.701	0.882497	-0.1250	0.0151	227.61	128.56	0.45	172.27	0.80
15	SD1-P5	281.2	312.785	0.899019	-0.1065	0.0109	221.31	126.23	0.45	167.50	0.79
16	SD2-K1	302.5	273.779	1.104904	0.0998	0.0104	193.71	122.70	0.41	146.61	0.64
17	SD2-K2	302.7	273.779	1.105634	0.1004	0.0105	193.71	122.70	0.41	146.61	0.64
18	SD2-K3	339.2	314.731	1.077744	0.0749	0.0059	222.68	133.53	0.39	168.54	0.66
19	SD2-K4	344.8	355.683	0.969401	-0.0311	0.0008	251.66	144.35	0.42	190.47	0.73
20	SD2-K5	363.3	346.623	1.048112	0.0470	0.0024	245.25	141.96	0.39	185.62	0.68
21	SD2-K1B	348.4	317.793	1.096311	0.0919	0.0088	224.85	144.96	0.42	170.18	0.65
22	SD2-K2B	349.5	317.793	1.099772	0.0951	0.0094	224.85	144.96	0.41	170.18	0.64
23	SD2-K3B	394.6	361.3	1.092168	0.0882	0.0081	255.63	156.84	0.40	193.48	0.65
24	SD2-K4B	390.5	404.807	0.964658	-0.0360	0.0012	286.42	168.71	0.43	216.78	0.73
25	SD2-K5B	391.4	395.181	0.990431	-0.0096	0.0001	279.60	166.08	0.42	211.62	0.71
26	SD2-P1	286.7	292.57	0.979937	-0.0203	0.0003	207.00	133.51	0.47	156.67	0.72
27	SD2-P2	302.5	292.57	1.033941	0.0334	0.0013	207.00	133.51	0.44	156.67	0.68
28	SD2-P3	335.3	336.167	0.997420	-0.0026	0.0000	237.85	145.42	0.43	180.02	0.71
29	SD2-P4	359.3	379.765	0.946112	-0.0554	0.0029	268.70	157.32	0.44	203.37	0.75
30	SD2-P5	352.6	370.119	0.952666	-0.0485	0.0022	261.87	154.69	0.44	198.20	0.74
31	SD3-KQB1	267.58	243.59	1.098485	0.0939	0.0092	172.35	107.29	0.40	130.44	0.64
32	SD3-KQB2	246.68	243.59	1.012685	0.0126	0.0002	172.35	107.29	0.43	130.44	0.70
33	SD3-KQZ1	289.2	293.138	0.986566	-0.0135	0.0001	207.41	115.15	0.40	156.98	0.72
34	SD3-KQZ2	266.2	293.138	0.908104	-0.0964	0.0089	207.41	115.15	0.43	156.98	0.78
35	SD3-KQZ3	262.2	293.138	0.894459	-0.1115	0.0120	207.41	115.15	0.44	156.98	0.79
36	SD4-K1	305	335.18	0.909959	-0.0944	0.0085	237.15	143.21	0.47	179.49	0.78
37	SD4-K2	323	335.18	0.963661	-0.0370	0.0012	237.15	143.21	0.44	179.49	0.73
38	SD4-P1	288.5	308.197	0.936089	-0.0661	0.0041	218.06	131.68	0.46	165.04	0.76
39	SD4-P2	309.1	308.197	1.002930	0.0029	0.0000	218.06	131.68	0.43	165.04	0.71
40	SZ1-K1	195.4	209.426	0.933024	-0.0693	0.0045	148.18	89.66	0.46	112.15	0.76
41	SZ1-K2	195	209.426	0.931114	-0.0714	0.0048	148.18	89.66	0.46	112.15	0.76
42	ED1-P3	295	261.949	1.126172	0.1188	0.0146	185.34	111.04	0.38	140.28	0.63
43	SD5-KE1	259.47	257.665	1.007006	0.0070	0.0001	182.31	102.48	0.39	137.98	0.70
44	SD5-KE2	270.8	257.665	1.050978	0.0497	0.0027	182.31	102.48	0.38	137.98	0.67
45	SD5-KE3	289.99	257.665	1.125455	0.1182	0.0144	182.31	102.48	0.35	137.98	0.63
46	SD5-KE4	289	282.325	1.023642	0.0234	0.0006	199.76	114.74	0.40	151.19	0.69
47	SD5-KE5	286	282.325	1.013016	0.0129	0.0002	199.76	114.74	0.40	151.19	0.70
48	SD6-KA1	314.52	320.889	0.980153	-0.0201	0.0003	227.04	137.20	0.44	171.84	0.72
49	SD6-KA2	316.98	320.889	0.987819	-0.0123	0.0001	227.04	137.20	0.43	171.84	0.72

# Anhang B

50	SD6-KA3	308.14	320.889	0.960271	-0.0405	0.0015	227.04	137.20	0.45	171.84	0.74
51	SD6-KA4	307.12	320.889	0.957092	-0.0439	0.0018	227.04	137.20	0.45	171.84	0.74
52	SD6-KA5	303.97	320.889	0.947275	-0.0542	0.0027	227.04	137.20	0.45	171.84	0.75
53	SD7-KA6	243.9	238.106	1.024334	0.0240	0.0007	168.47	95.42	0.39	127.51	0.69
54	SD7-KA7	257.1	238.106	1.079772	0.0767	0.0062	168.47	95.42	0.37	127.51	0.66
55	SD7-KA8	255.9	238.106	1.074732	0.0721	0.0055	168.47	95.42	0.37	127.51	0.66

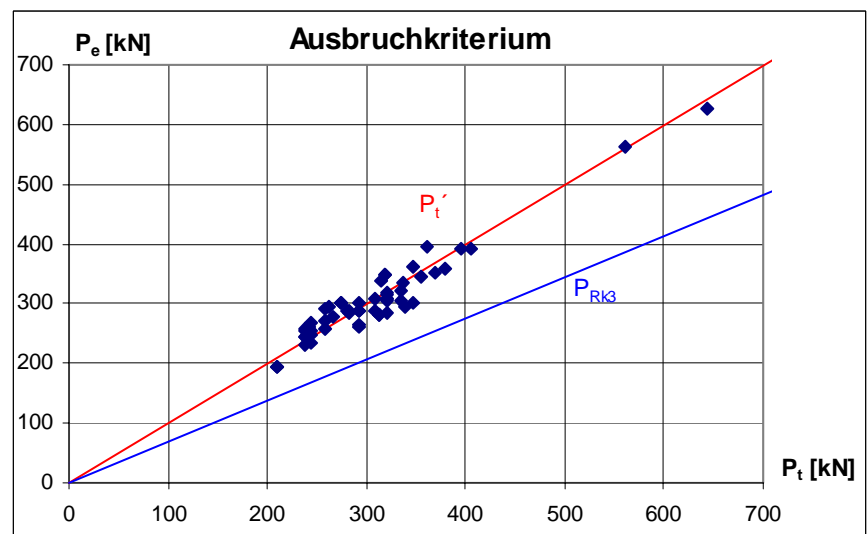
n	=	55
$s_{\delta}^*$	=	0.0699
$V_{\delta}^*$	=	0.0700
$V_{rt}$	=	0.1875
$V_r$	=	0.2001
$Q_{rt}$	=	0.1859
$Q_{\delta}$	=	0.0698
Q	=	0.1982
$\alpha_{rt}$	=	0.9382
$\alpha_{\delta}$	=	0.3522
$r_k$	=	0.7075
$r_d$	=	0.5355
$\gamma_R$	=	1.3213

$f_k$	=	18.9985
$k_c$	=	0.5976
$\gamma_R^*$	=	0.7895
$f_k^*$	=	30.0790

$f_{m2}$	=	16.1487
$f_{k2}$	=	25.5671

Mittelwert	Mittelwert	$\Sigma(\delta_i^* - \delta_m^*)^2$	$r_k$	$r_n$	$\gamma_R$	$r_d$	$f_d$
1.0000	-0.002003	0.263674	0.7075	0.4247	1.321	0.5355	0.711

Varianzen [%]		Gewicht
$V_{fc}$	18.32	1
$V_{htc}$	2	2
$V_{\delta}$	0.06996276	1



**Statistische Auswertung der Tragfähigkeit nach EC 3, Anhang Z**
**Dübelabschermodell:  $P_{t3}$** 

	Bez.	$P_e$ [kN]	$P_t$ [kN]	$b_i = P_e/P_t$	$d_i^* = \ln(b_i/b_m)$	$(\delta_i^* - \delta_m^*)^2$	$P_{Rt3}$	$P_{Rkn3}$	$P_{Rkn}/P_e$	$P_{Rd}$	$P_{RK}/P_e$
1	OGL	91.50	103.87	0.88094	-0.1268	0.0155	71.71	50.20	0.55	52.22	0.78
2	OGL	93.50	100.30	0.93222	-0.0702	0.0046	69.24	48.47	0.52	50.43	0.74
7	V1	625.00	596.27	1.04818	0.0471	0.0024	411.66	288.16	0.46	299.80	0.66
8	V2	624.50	619.24	1.00850	0.0085	0.0001	427.52	299.26	0.48	311.34	0.68
9	SD7-KA9	288.60	274.81	1.05018	0.0490	0.0026	189.73	132.81	0.46	138.17	0.66
10	SD7-KA10	283.40	274.81	1.03125	0.0308	0.0011	189.73	132.81	0.47	138.17	0.67
11	SD8-K1	509.00	514.23	0.98984	-0.0102	0.0001	355.02	248.51	0.49	258.54	0.70
12	SD8-P1	518.80	481.76	1.07689	0.0741	0.0058	332.60	232.82	0.45	242.22	0.64
13	SD8-P2	534.70	481.76	1.10990	0.1043	0.0114	332.60	232.82	0.44	242.22	0.62
14	SD12-K1	564.85	545.82	1.03486	0.0343	0.0013	376.83	263.78	0.47	274.43	0.67
15	SD12-P1	465.92	507.70	0.91770	-0.0859	0.0070	350.51	245.36	0.53	255.26	0.75
16	SD12-K2	814.45	900.98	0.90396	-0.1010	0.0097	622.03	435.42	0.53	453.00	0.76
17	SD12-P2	864.67	851.40	1.01558	0.0155	0.0003	587.80	411.46	0.48	428.07	0.68

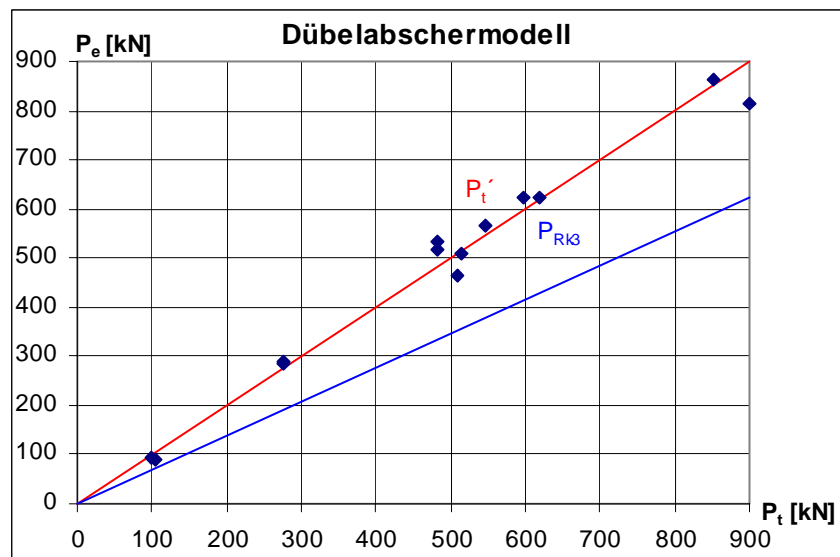
n =	13
$S_{\delta}^*$	0.0719
$V_{\delta}^*$	0.0720
$V_{rt}$	0.1978
$V_r$	0.2105
$Q_{rt}$	0.1959
$Q_{\delta}$	0.0719
Q	0.2083
$\alpha_{rt}$	0.9409
$\alpha_{\delta}$	0.3452
$r_k$	0.6904
$r_d$	0.5028
$\gamma_R$	1.3731

$f_k$	20.6942
$k_c$	0.6849
$\gamma_R^*$	0.9405
$f_k^*$	27.5044

$f_{m3}$	17.5901
$f_{k3}$	23.3788

Mittelwerte		$\Sigma(\delta_i^* - \delta_m^*)^2$	$r_k$	$r_n$	$\gamma_R$	$r_d$	$f_d$
1.0000	-0.002361	0.062002	0.6904	0.47	1.3731	0.5028	0.686

Varianzen [%]		Gewicht
$V_{fc}$	18.32	1
$V_{Adow}$	2	1
$V_{\delta}$	0.071974	1



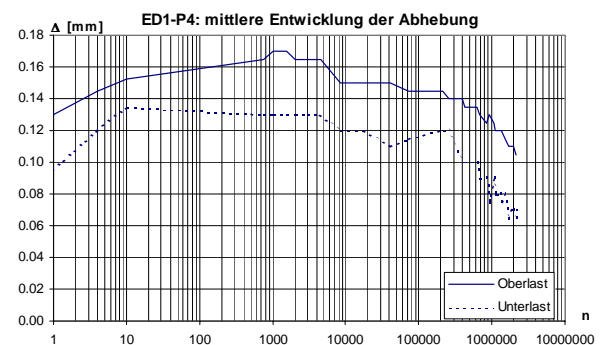
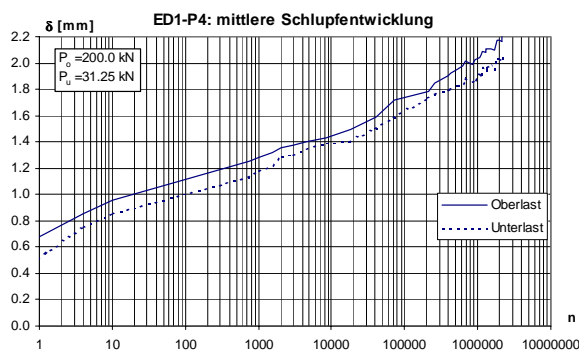
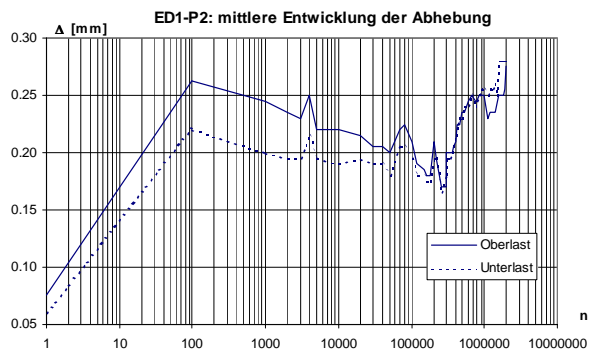
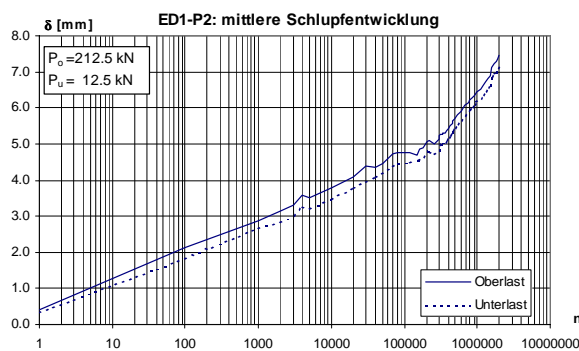
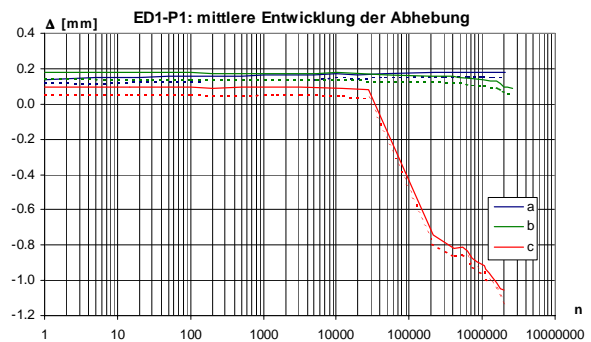
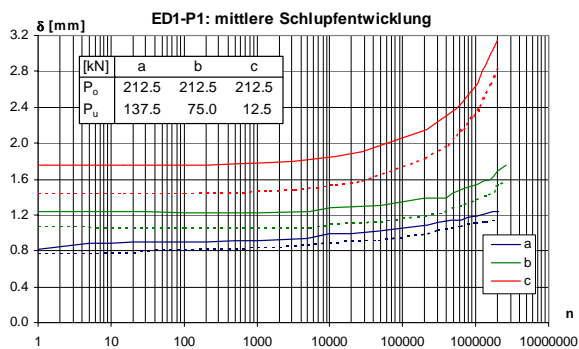
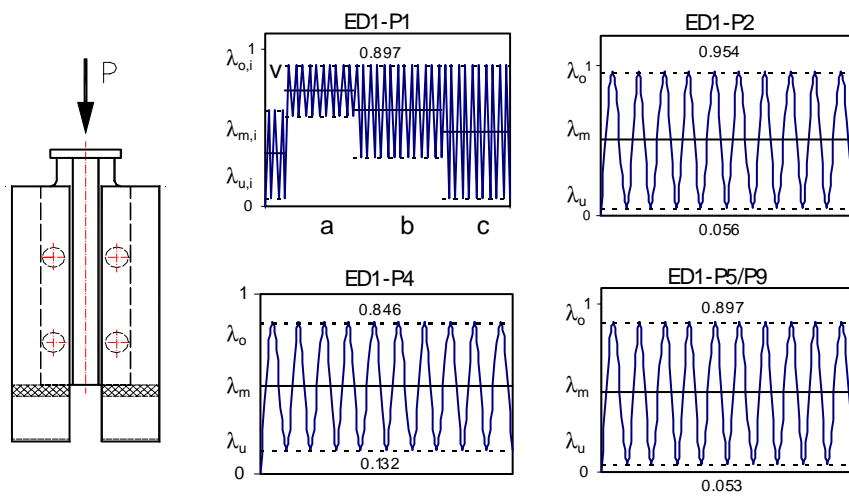


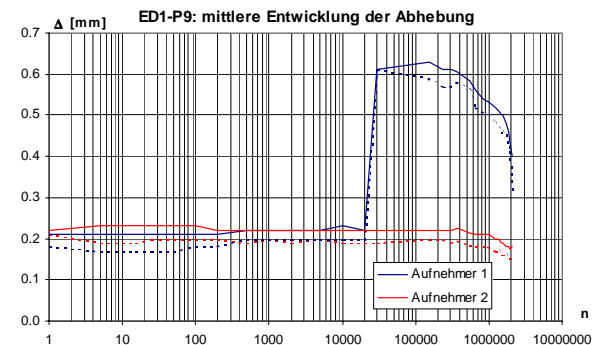
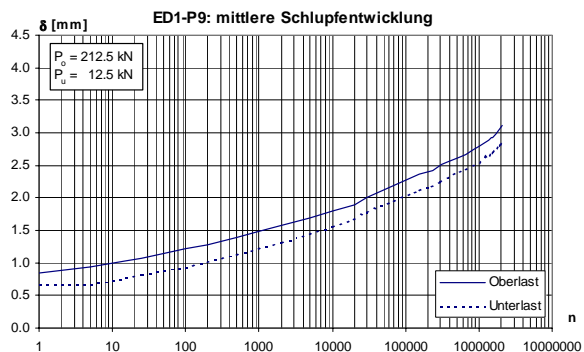
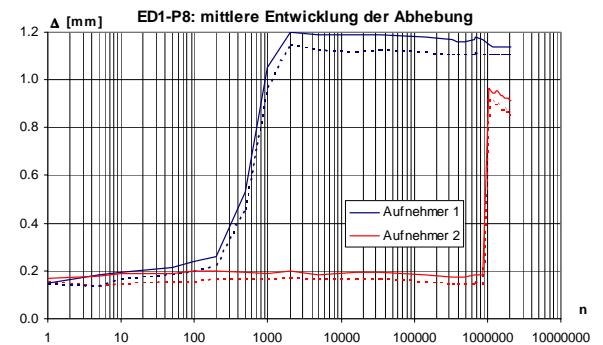
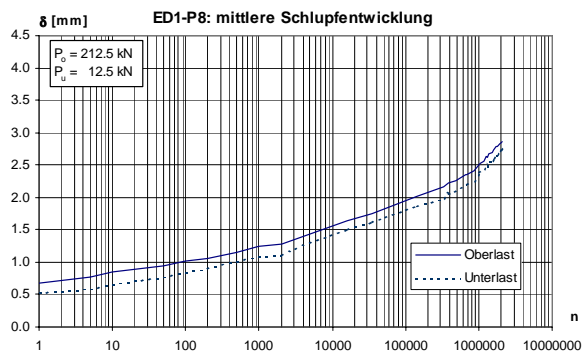
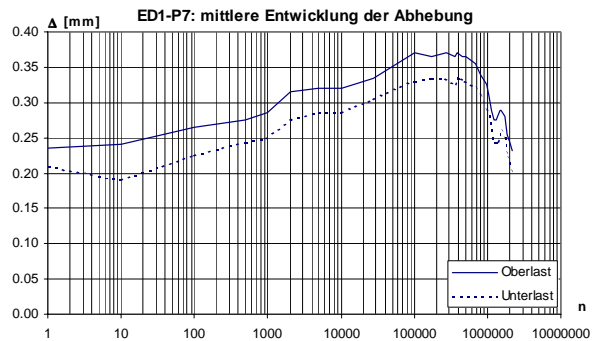
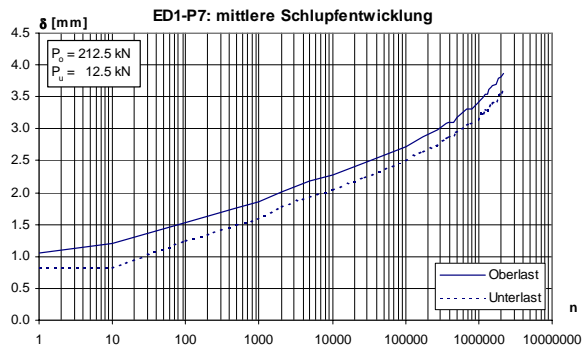
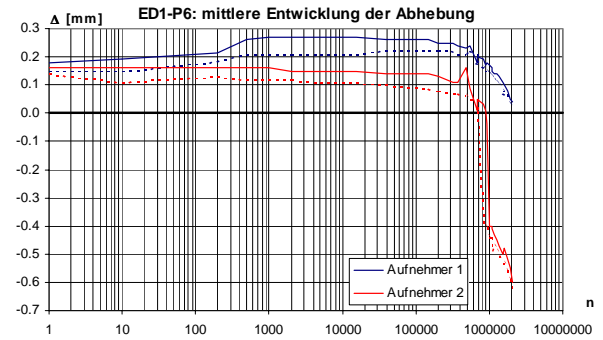
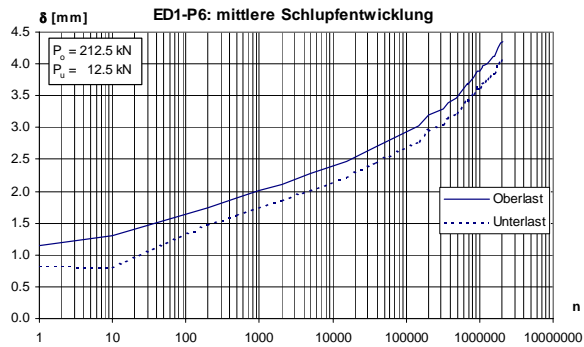
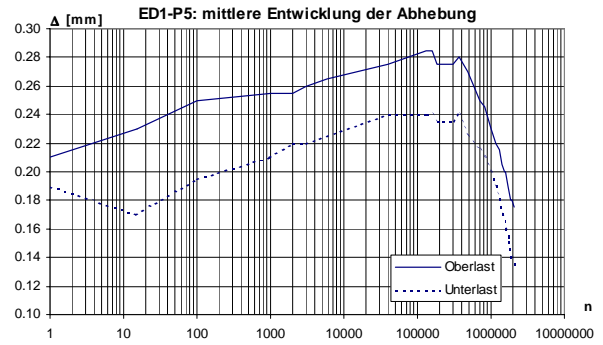
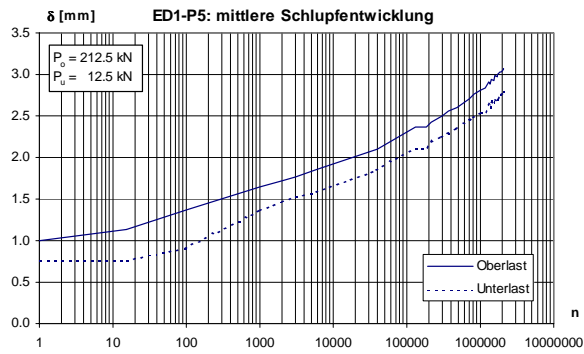


## **Anhang C: Messwertaufzeichnungen der Ermüdungsversuche**

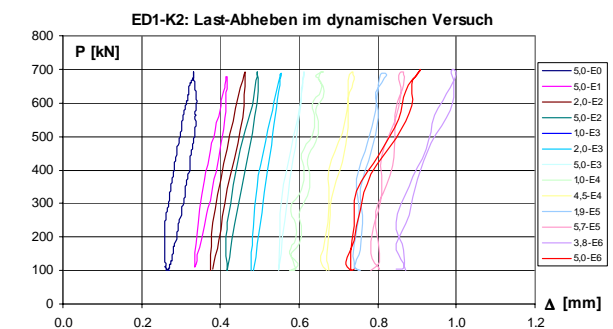
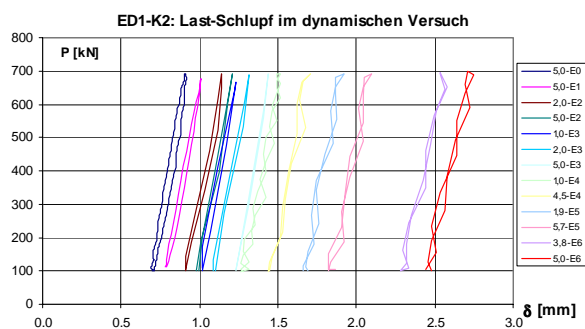
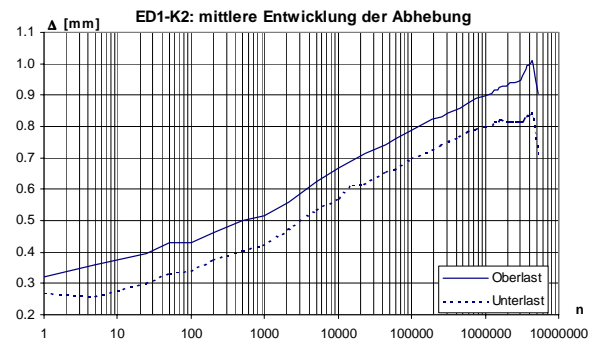
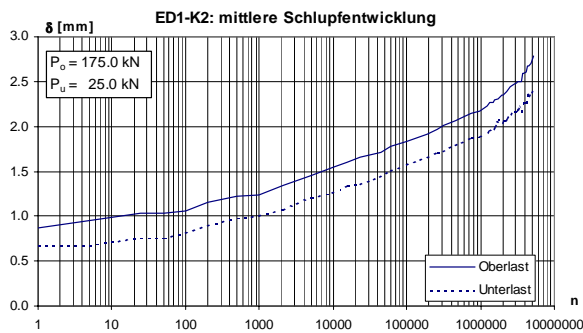
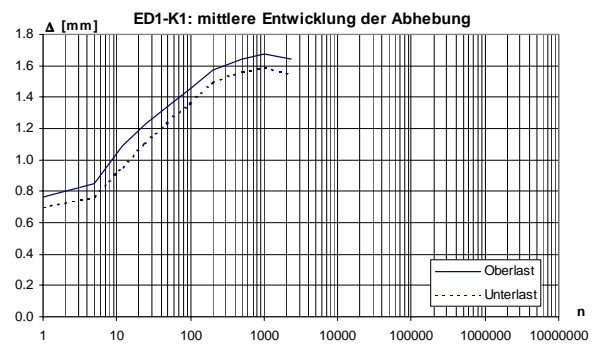
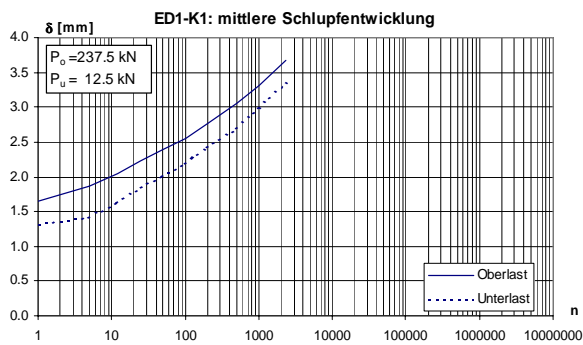
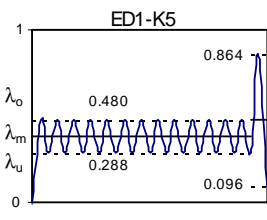
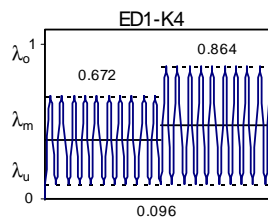
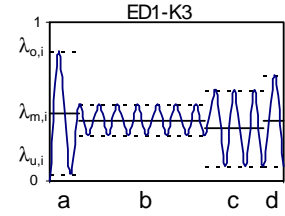
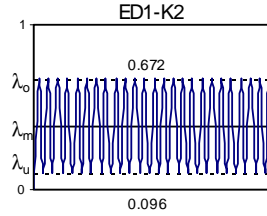
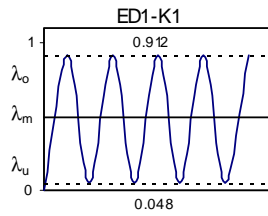
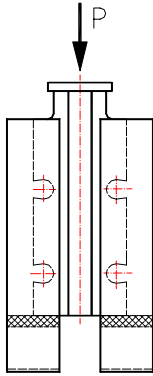
- Versuche ED1-P1/P9	geschlossene Aussparung	188
- Versuche ED1-K1/K5	offene Aussparung	190
- Versuche ED2-K1-K2	Aussparung mit kleiner Öffnungsbreite	192
- Versuche ED2-KA1/KA2	sägezahnförmige Aussparungen	192

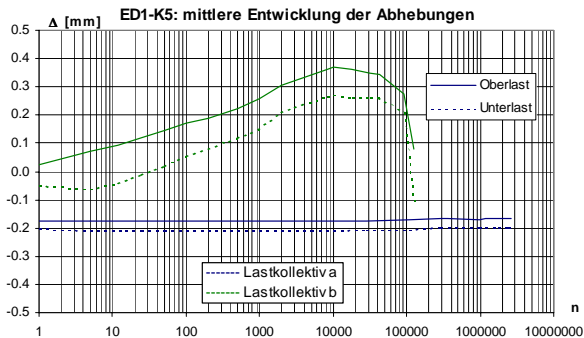
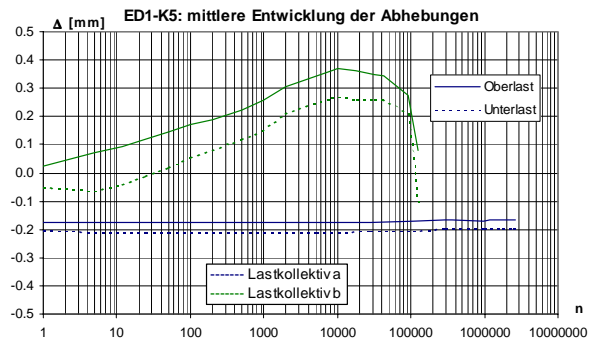
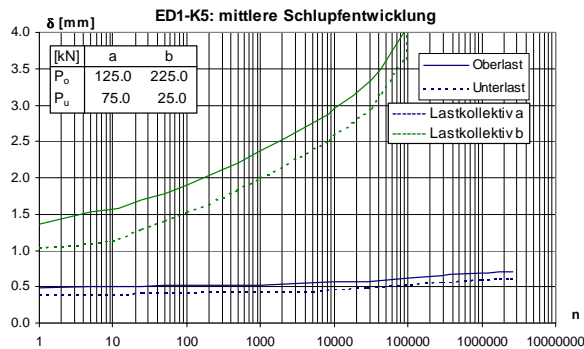
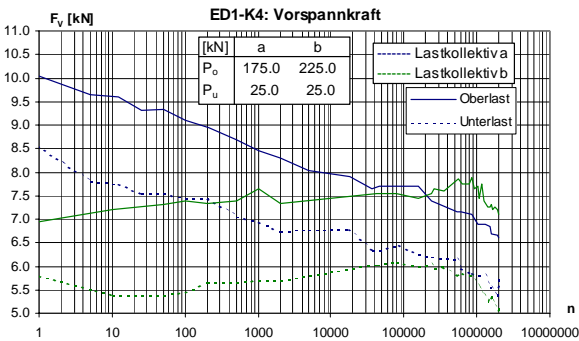
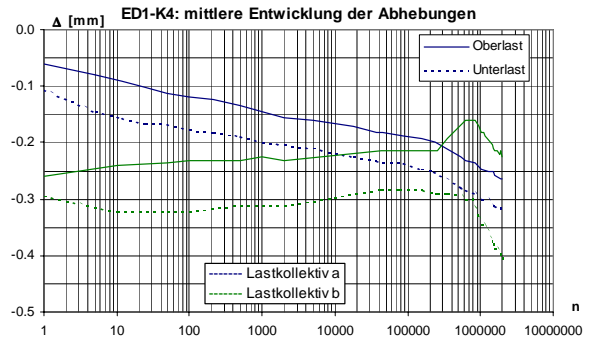
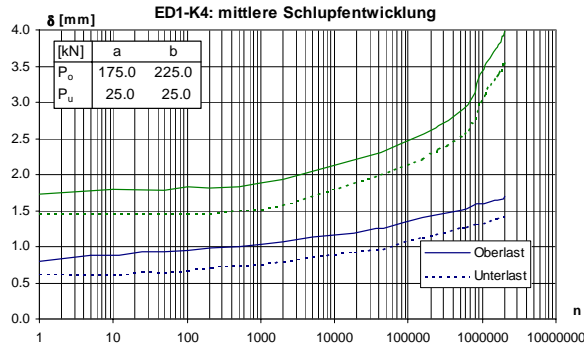
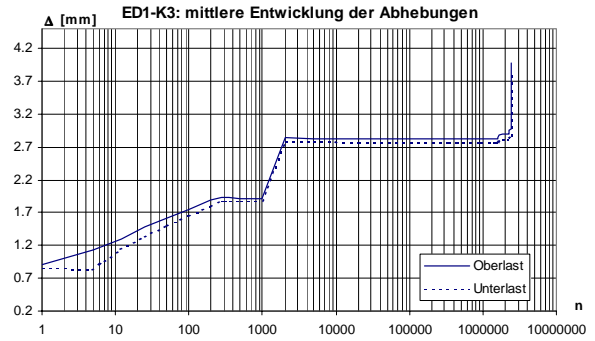
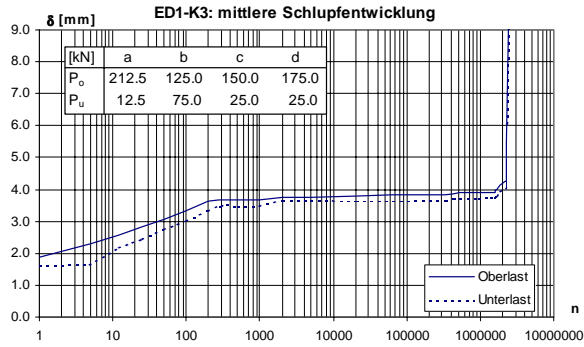
## Dokumentation der Versuche ED1-P1/P9: Geschlossene Aussparung





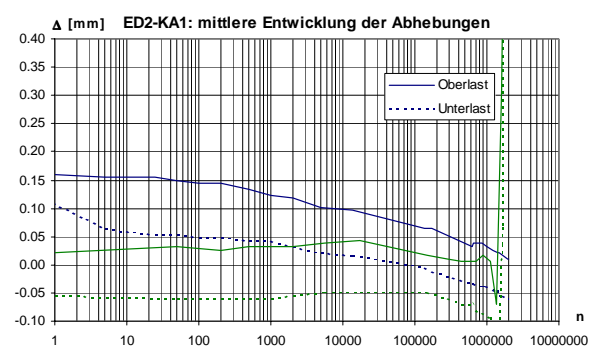
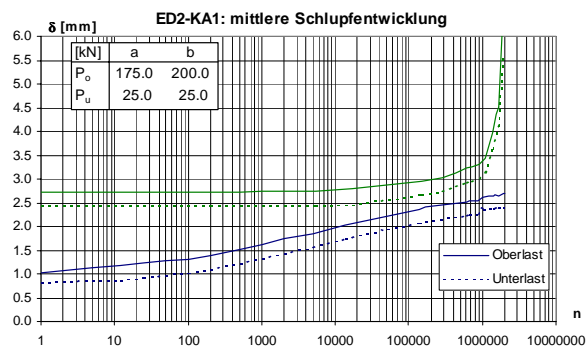
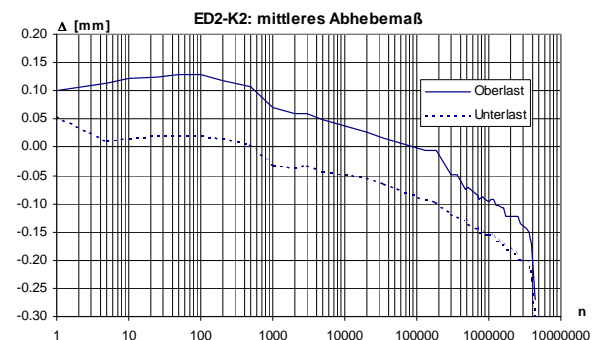
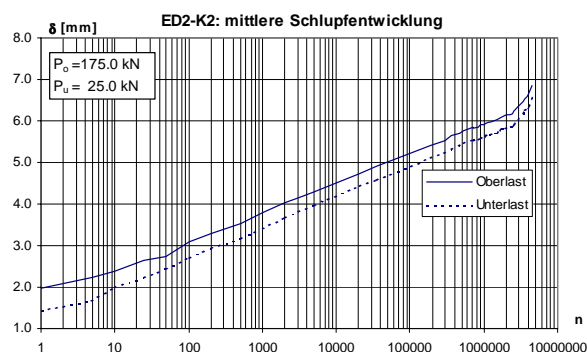
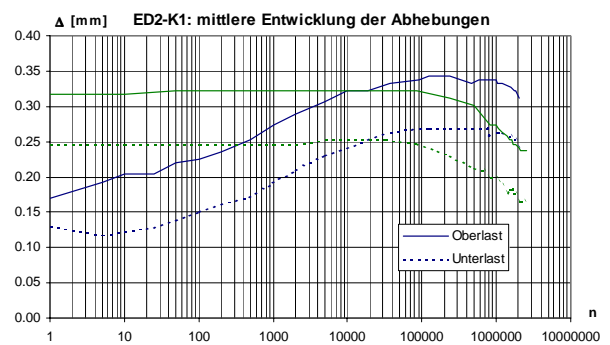
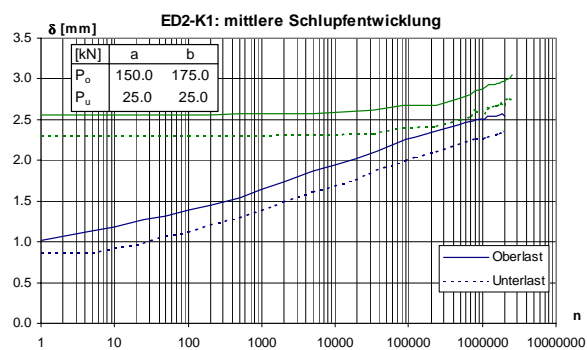
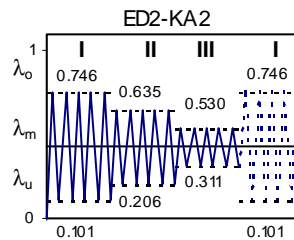
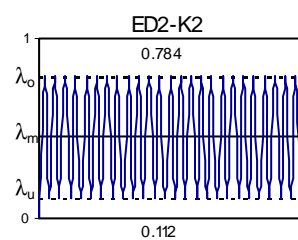
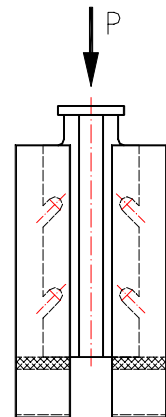
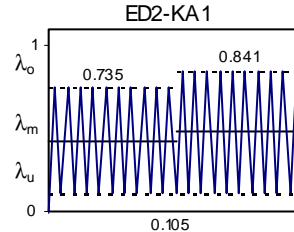
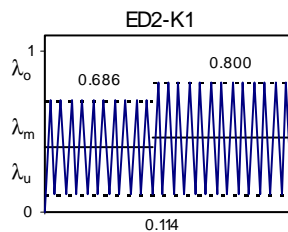
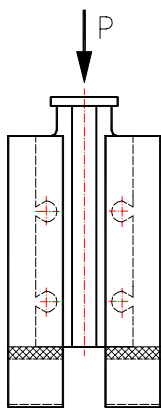
## Dokumentation der Versuche ED1-K1/K5: Offene Aussparung

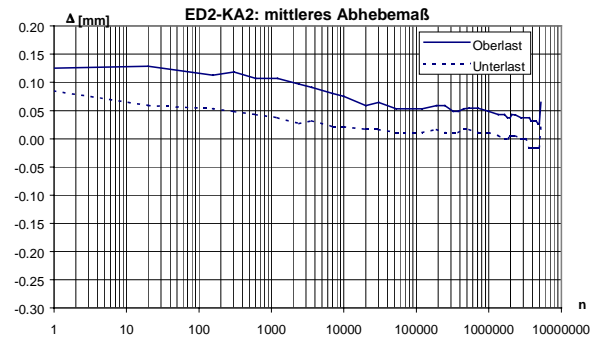
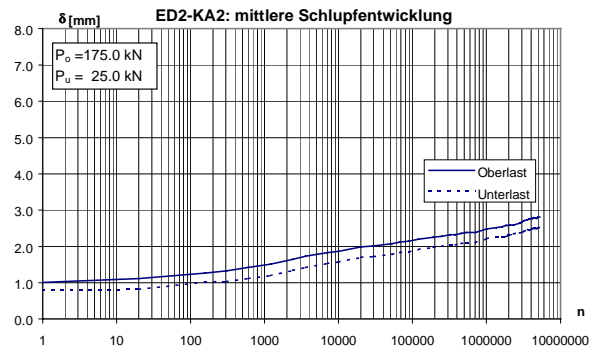




## Dokumentation der Versuche ED2:

-Aussparung mit kleiner Öffnungsbreite  
 -Sägezahnförmige Ausnehmung





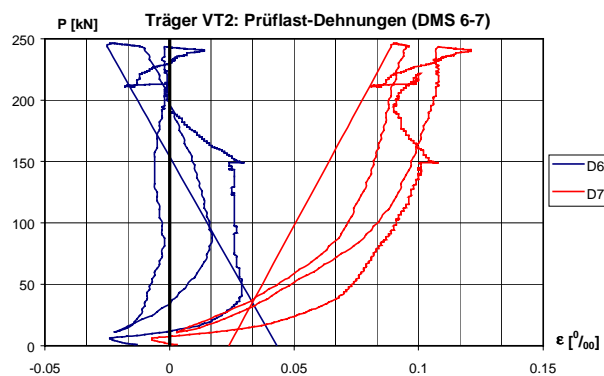
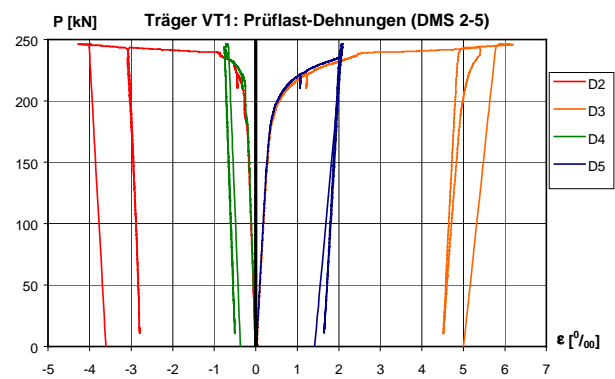
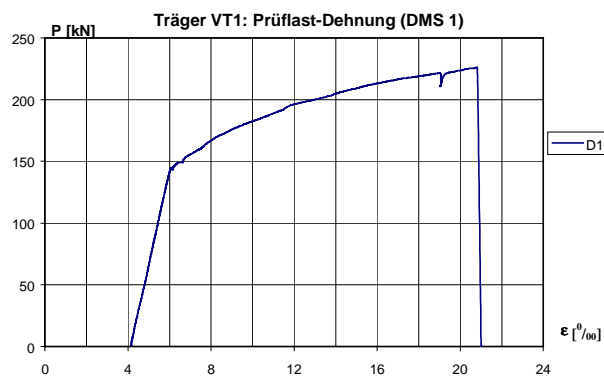
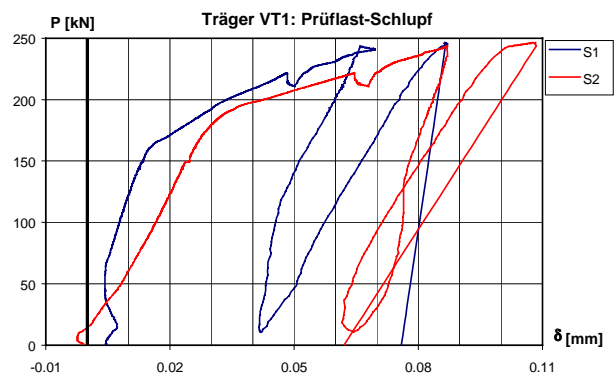
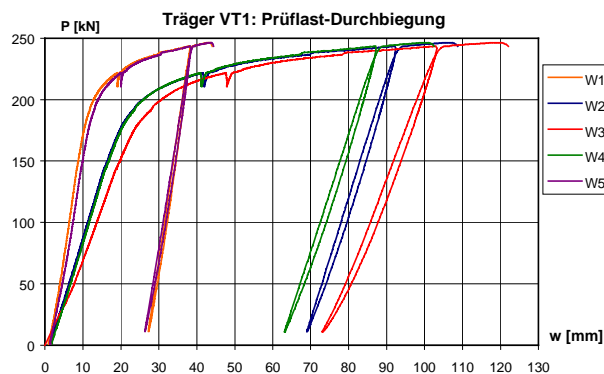
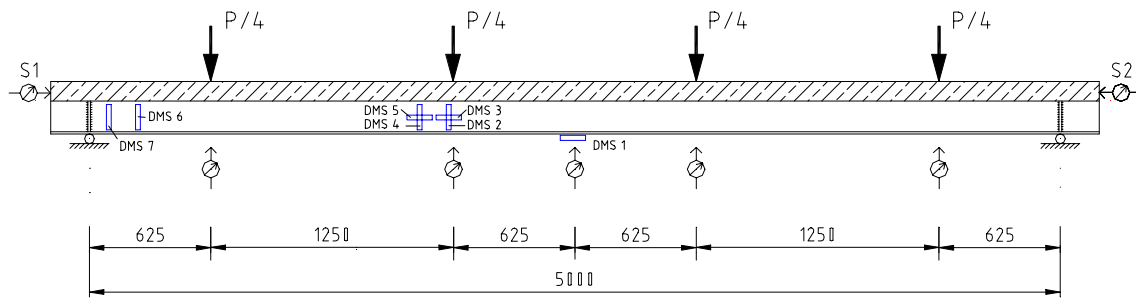




## **Anhang D: Messwertaufzeichnungen der Trägerversuche**

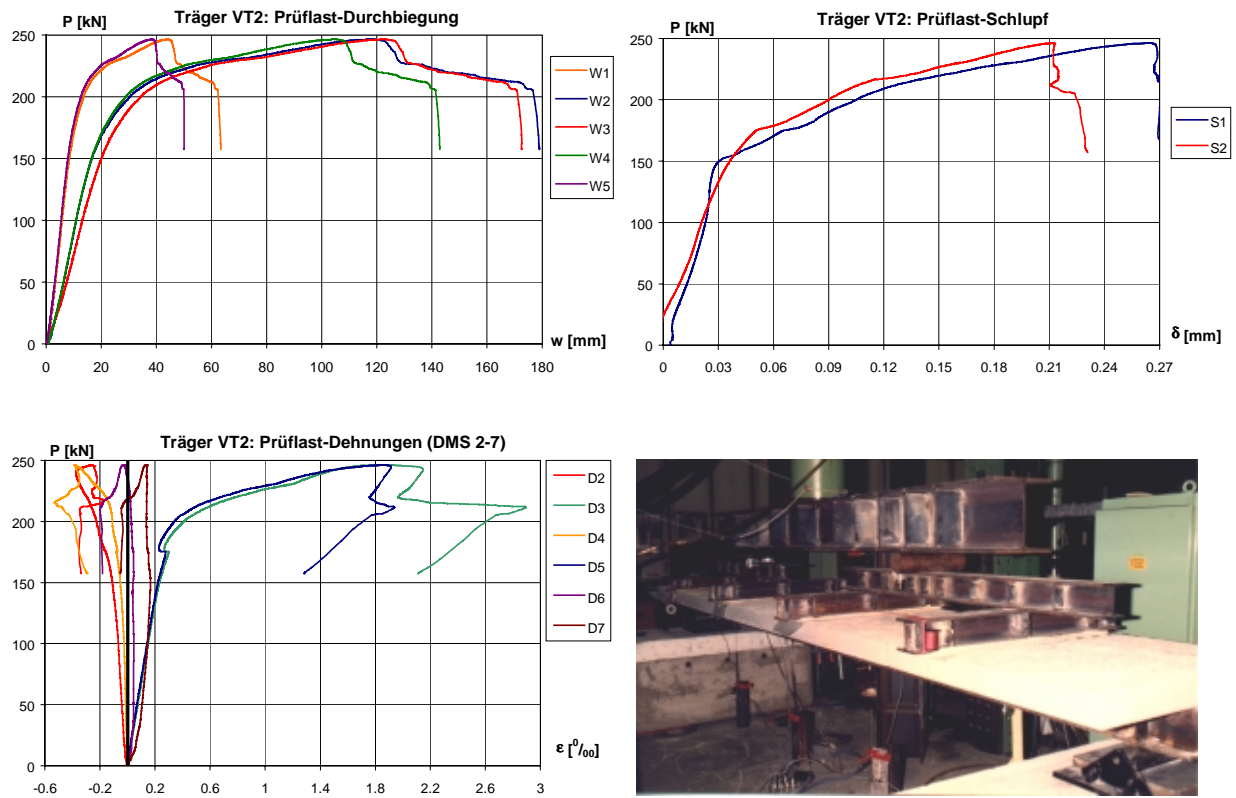
- Verbundträgerversuche der Serie VT	196
- Verbundträgerversuche der Serie T	198

## Dokumentation des Verbundträgerversuchs VT1

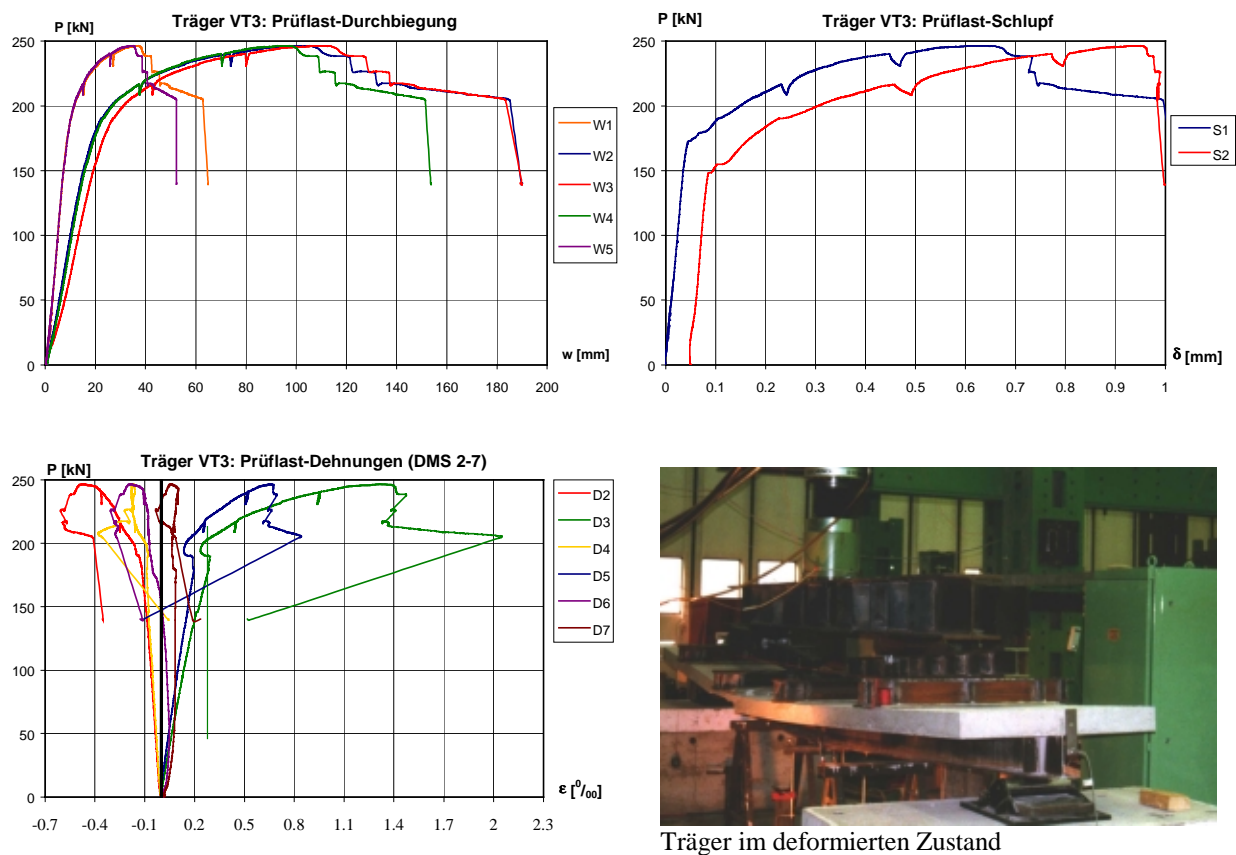


Stahlprofile der Träger VT1-VT3

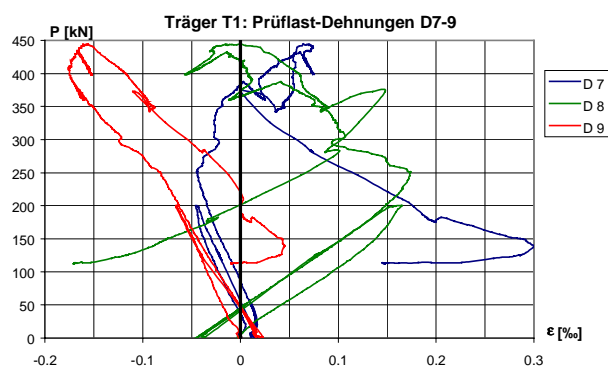
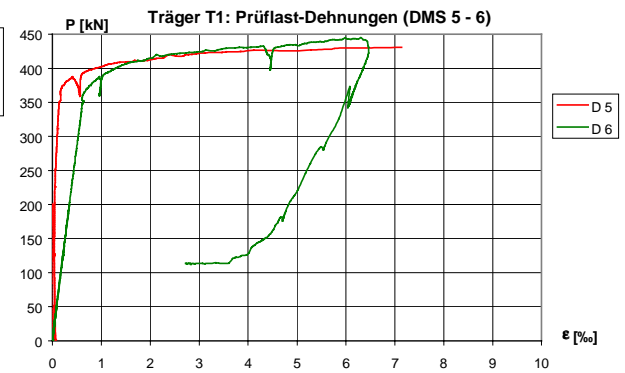
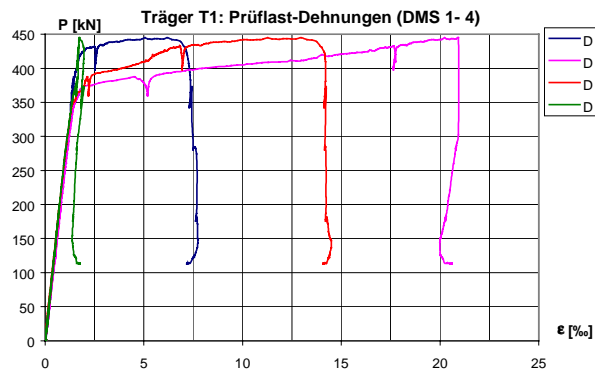
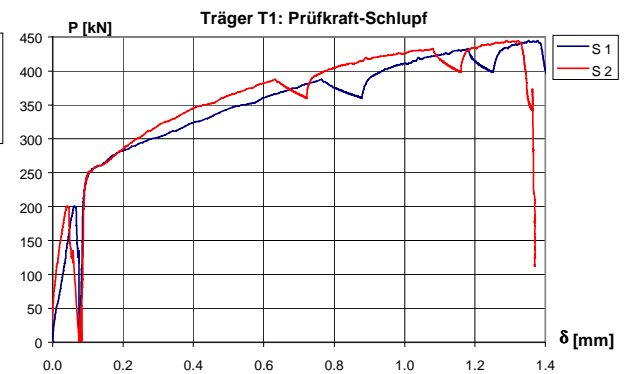
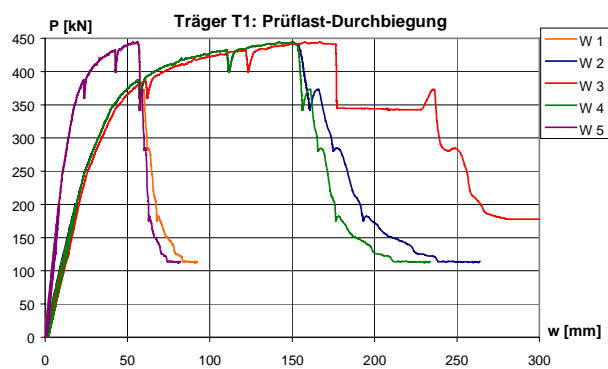
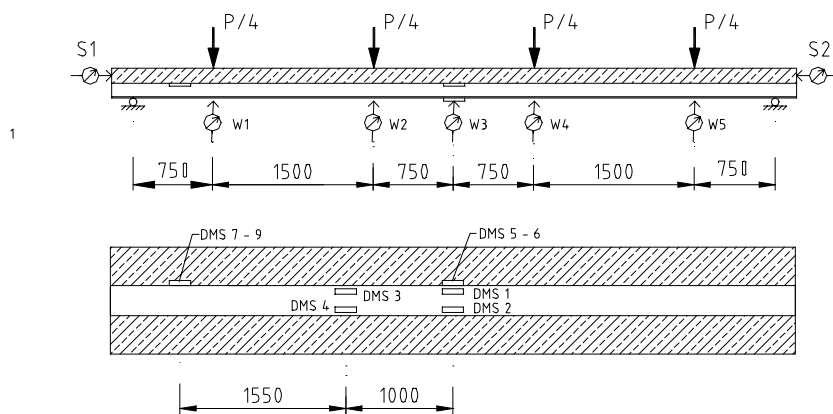
## Dokumentation des Verbundträgerversuchs VT2



## Dokumentation des Verbundträgerversuchs VT3

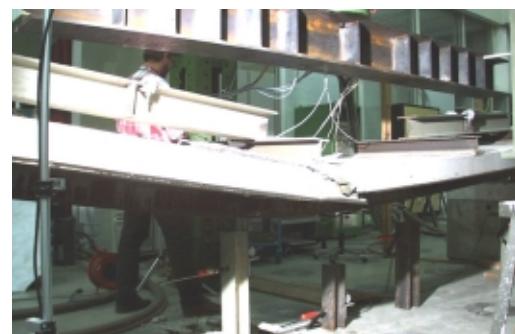
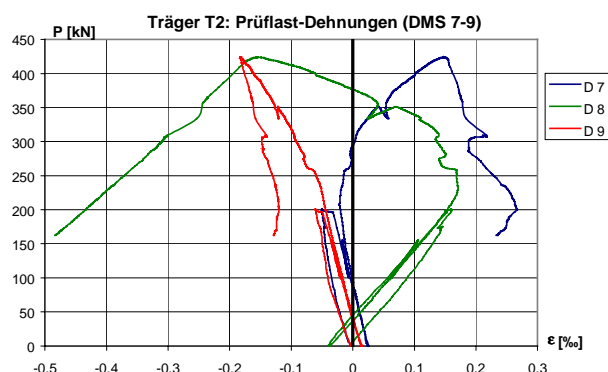
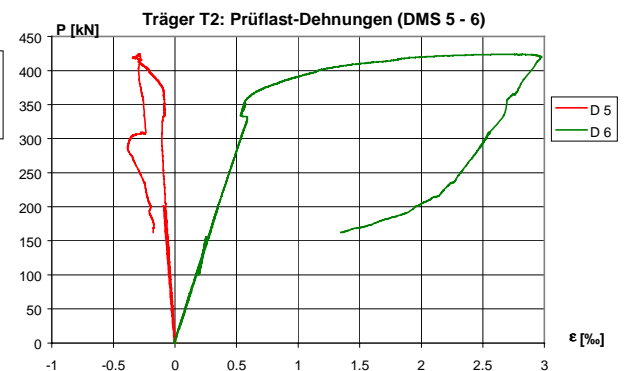
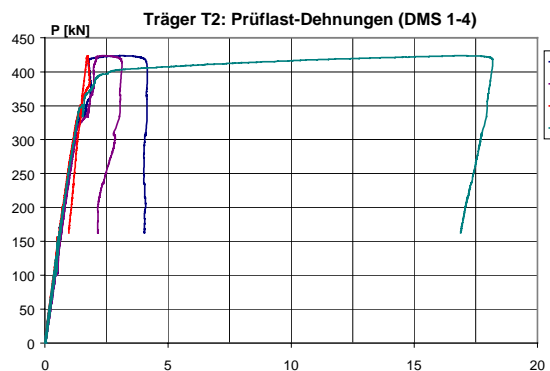
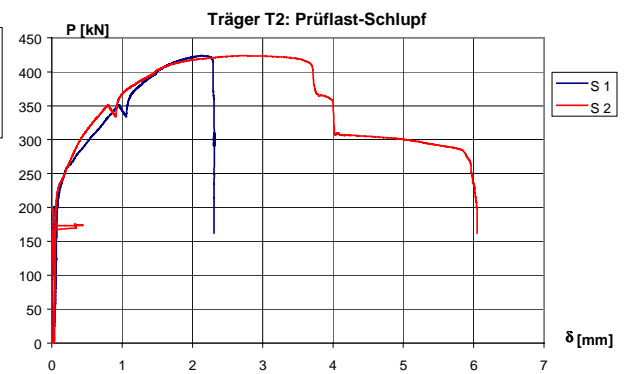
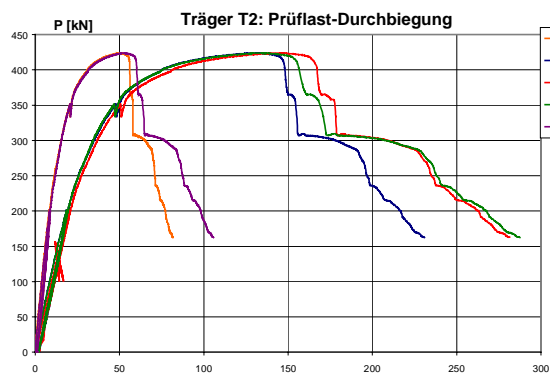
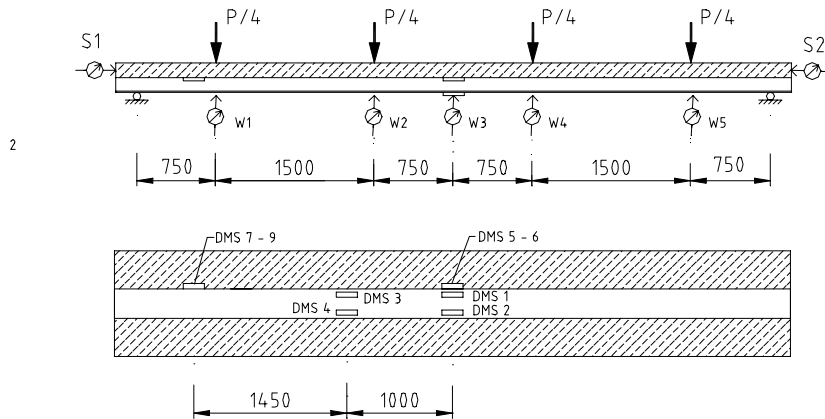


## Dokumentation des Verbundträgerversuchs T1



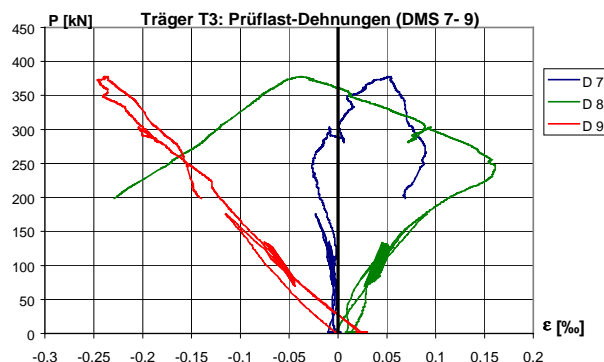
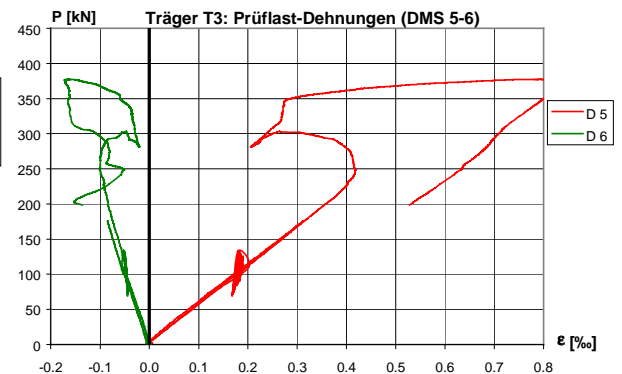
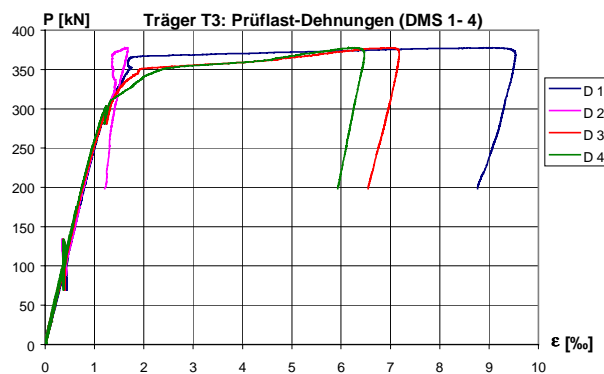
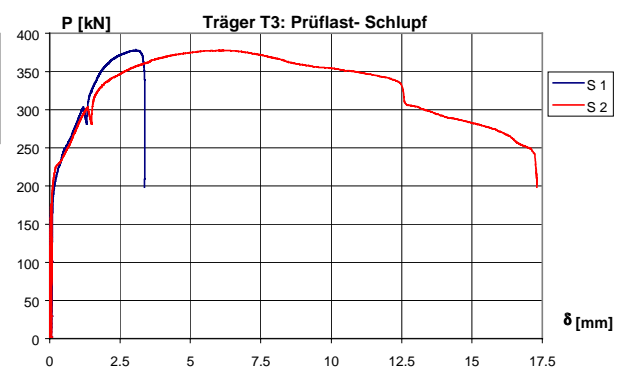
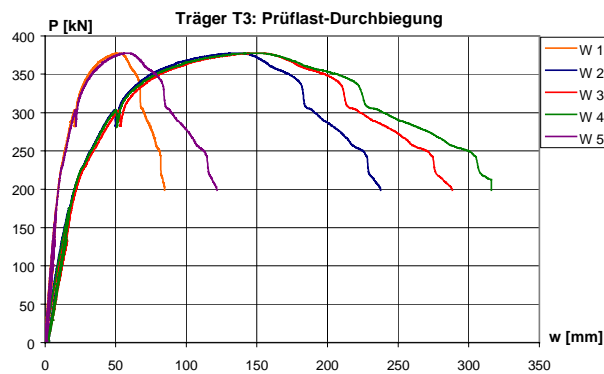
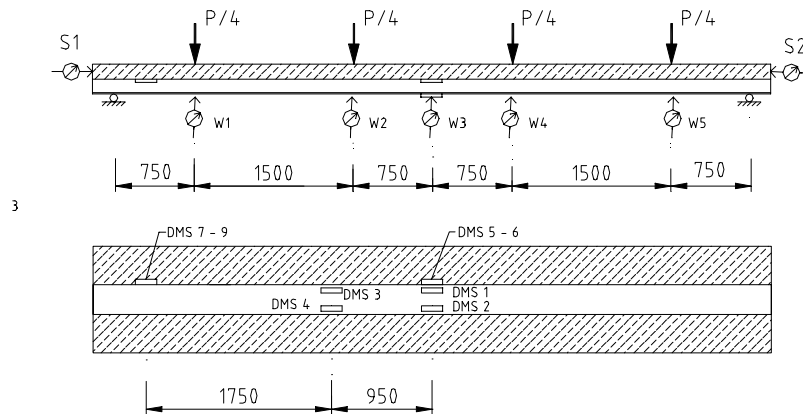
Draufsicht nach Entfernen des gebrochenen Betons

## Dokumentation des Verbundträgerversuchs T2



Ansicht des Versuchs nach dem Versagen

## Dokumentation des Verbundträgerversuchs T3



Versagen des Betongurtes unter der Lasteinleitung